F 1503/5

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XX (XXIV)

Fasc. 1–2

SECŢIA V CONSTRUCŢII ARHITECTURĂ

1974

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XX (XXIV)

Fasc. 1–2

SECŢIA V CONSTRUCŢII ARHITECTURĂ

1974

COLEGIUL DE REDACŢIE

Prof. em. dr. doc. GH. ALEXA, prof. em. ing. D. ATANASIU, prof. ing. C. CALISTRU, prof. ing. T. GOLGOŢIU, prof. dr. doc. D. MANGERON (secretar), conf. ing. A. MARCHIŞ, prof. dr. doc. D. RUSU, acad. prof. dr. doc. CRISTOFOR SIMIONESCU (preşedinte)

COMITETUL DE REDACŢIE AL SECŢIEI

V. CONSTRUCŢII ARHITECTURĂ

Prof. dr. ing. C. CIOBANU
Conf. dr. ing. VL. BOGHIAN
Prof. dr. ing. ADR. RADU

REDACŢIA

Prof. dr. doc. D. MANGERON (redactor responsabil)
Conf. dr. ing. HUGO ROSMAN (secretar)
Ing. ANETA BRAIER (redactor)

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XX (XXIV), Fasc. 1–2 1974

Secţia V

CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

SUMAR

Pag.

N. UNGUREANU şi I. CIONGRADI, Calculul cadrelor plane în conlucrarea cu tălpile de fundaţie şi terenul de rezemare (rom., rez. engl.) 7

AL. EFTIMIE şi IOANA MISSIR, Tensiunile într-un semispaţiu neomogen acţionat de o forţă cu intensitatea liniar variabilă pe lăţimea unei benzi elastice de lungime infinită (rom., rez. engl.) 15

CAMELIA CIONGRADI, DANIEL DIACONU şi I. CIONGRADI, Răspunsul seismic experimental al unei structuri în cadre de beton armat, cu pereţi de umplutură din zidărie de cărămidă (rom., rez. eng.) 21

IOANA MISSIR şi N. FLOREA, Cercetări privind răspunsul dinamic al unei soluţii de planşeu pentru structuri multietajate (rom., rez. engl.) . . . 27

DAN PRECUPANU, Deplasări la elemente pretensionate (franc., rez. rom.) 33

ANATOLIE MIHUL, AUREL CUCIUREANU, N. FLOREA, MARCEL PATRAŞ şi ANNE-MARIE ZĂICESCU, Traverse din beton precomprimat pentru căile de rulare ale macaralelor (rom., rez. franc.). 41

VIRGIL FOCŞA, C. ŞERBESCU şi P. LÖRINCZ, Influenţa factorilor coroziune, efort mecanic, ecruisare şi îmbătrînire asupra capacităţii portante la tracţiune a profilelor metalice cu pereţi subţiri, formate la rece (rom., rez. engl.) 49

VIRGIL FOCŞA, MICA POPPEL şi LEOPOLD BIBOROSCH, Nivelul de zgomot stradal. Caracterizarea sa obiectivă şi subiectivă pe baza interpretării statistice (germ., rez. rom.) 55

TUDOR SILION şi N. BOŢI, Studiul variaţiilor sezoniere de volum ale stratului de fundare din lunca rîului Bahlui şi influenţa acestora asupra comportării construcţiilor (V) (rom., rez. germ.) 61

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tom XX (XXIV), Fasc. 1–2 1974

Section V

CONSTRUCTIONS. ARCHITECTURE

C O T E N T S

Pp.

N. UNGUREANU and I. CIONGRADI, Analysis of Plane Frames in the Cooperation with Bed Plates Foundations and Support Ground (Romanian, English summary) 7

AL. EFTIMIE and IOANA MISSIR, Stress State of a Nonhomogeneous Half Space Acted by a Load Linearly Distributed on the Elastic Infinite Strip (Romanian, English summary) 15

CAMELIA CIONGRADI, DANIEL DIACONU and I. CIONGRADI, Experimental Seismic Response of a Framed Reinforced Concrete Structure with Infilled Masonry Walls (Romanian, English summary) 21

IOANA MISSIR and N. FLOREA, Experimental Dynamic Researches of Floor Systems (Romanian, English summary) 27

DAN PRECUPANU, Déplacements des poutres prétensionnées (French, Romanian summary) 33

ANATOLIE MIHUL, AUREL CUCIUREANU, N. FLOREA, MARCEL PATRAŞ et ANNE-MARIE ZĂICESCU, Recherches sur les traverses en béton précontraint pour les voies de roulement des grues (Romanian, French summary) 41

VIRGIL FOCŞA, C. ŞERBESCU and P. LÖRINCZ, Experimental Research concerning the Influence of Corrosion, Stress Level, Strain Hardening and Artificial Ageing of Ultimate Tension Strength of Cold Formed Thin Walled Sections (Romanian, English summary) 49

VIRGIL FOCŞA, MICA POPPEL und LEOPOLD BIBOROSCH, Der Straßenlärmpegel. Objektive und Subjektive Kennzeichnung auf Grund der statistischen Interpretation (German, Romanian summary) 55

TUDOR SILION und N. BOŢI, Untersuchung von jährliche Volumenänderungen der Lagerungsschicht im Bahluiflußtal und deren Einfluß auf den Bauwerken (V) (Romanian, German summary) 61

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XX (XXIV), Вып. 1–2 1974

Секция V

СТРОИТЕЛЬСТВО. АРХИТЕКТУРА

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

Н. УНГУРЯНУ и И. ЧОНГРАДИ, Расчет рам учитывая совместную работу с фундаментом и основанием (рум., рез. англ.) 7

АЛ. ЕФТИМИЕ и ИОАНА МИССИР, Напряженное состояние неоднородного полупространства при действии треугольной нагрузки на упругой полосы бесконечной длине (рум., рез. англ.) 15

КАМЕЛЯ ЧОНГРАДИ, ДАНИЕЛ ДЯКОНУ и И. ЧОНГРАДИ, Экспериментальный сеисмический ответ, железобетонных структур с заполнением кирпичных стен (рум., рез. англ.) 21

ИОАНА МИССИР и Н. ФЛОРЯ, Экспериментальные исследования о динамическом ответе железобетонных плит (рум., рез. англ.) . . 27

ДАН ПРЕКУПАНУ, Деформации предварительного напряжений металлических балок (франц,. рез. рум.) 33

АНАТОЛЬЕ МИХУЛ, АУРЕЛ КУЧЮРЯНУ, Н. ФЛОРЯ, МАРЧЕЛ ПАТРАШ и АННА-МАРИЯ ЗЭЙЧЕСКУ, Преднапряженные железобетонные траверсы для кранновых дутей (рум., рез. франц.) 41

ВИРДЖИЛ ФОКША, К. ШЕРБЕСКУ и П. ЛЙОРИНЦ, Влияние коррозии, усилия, наклеп и старения на несущую способность к тяги металлических профилей с тонких стен холодно составленных (рум., рез. англ.) 49

ВИРДЖИЛ ФОКША, МИКА ПОППЕЛ и ЛЕОПОЛЬД БИБОРОШ, Уровень уличного шума. Объективная и субъективная характеристика на основе статистической интерпретации (нем., рез. рум.) 55

ТУДОР СИЛИОН и Н. БОЦИ, Изучение сезонных изменений объема фундаментного слоя из луча реки Бахлуй и влияние названных изменений на поведение построек (V) (рум., рез. нем.) 61

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 1–2, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C. Z. 624.07 ; 624.1

CALCULUL CADRELOR PLANE ÎN CONLUCRARE CU TĂLPILE DE FUNDAȚIE ȘI TERENUL DE REZEMARE

DE

N. UNGUREANU și I. CIONGRADI

1. Introducere

În cele ce urmează se analizează structurile în cadre avînd ca elemente de fundare tălpi continui rezemate pe teren. Se consideră cadre plane cu sarcini în planul lor, iar terenul se asimilează cu un mediu deformabil.

Pentru comportarea terenurilor există mai multe modele, dintre care mai frecvent folosite sînt modelul lui W i n k l e r, care asimilează terenul cu un cîmp de resoarte elastice independente și modelele analizate de teoria elasticității ca, de exemplu, semispațiul liniar elastic omogen și izotrop, semispațiul liniar elastic anizotrop și semispațiul elastic neomogen. În ultimul timp s-au studiat și alte modele și anume, mediul stratificat și mediul cu comportare neliniară și plastică etc. Se consideră că aceste modele pot aproxima suficient de bine comportarea majorității terenurilor întîlnite în practică.

Metoda de analiză care se prezintă în cele ce urmează ia în considerare interacțiunea dintre cadre și grinzile de fundare și conlucrarea ansamblului cadru—fundație cu terenul de fundare al cărui model este semispațiul liniar deformabil omogen și izotrop. Este posibil ca metoda să se extindă și la alte modele ale terenului și să se aplice în proiectarea automată a structurilor, modificînd în mod corespunzător programele de calcul electronic în exploatare.

2. Modelul de calcul

Cadrul se presupune cu noduri rigide, astfel încît poziția unui nod, după deformarea structurii, este determinată de deplasările u și v ale nodului și de unghiul de rotire θ (dintre axele barelor înainte de deformare și tangentele în nod la axele deformate ale barelor). Eforturile din capetele barelor care se conectează într-un nod sînt forța axială N, forța tăietoare T și momentul încovoietor M.

Grinzile (tălpile) de fundație se includ în structură, presupunînd că se pot considera ca bare ; atunci cînd se impune, în calcul se ia în considerare și efectul forței tăietoare asupra deformațiilor.

Rezemarea continuă reală a structurii pe teren (fig. 1 *a*) se înlocuiește cu o rezemare discretă cvasiechivalentă (fig. 1 *b*).

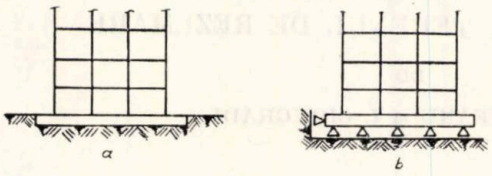


Fig. 1

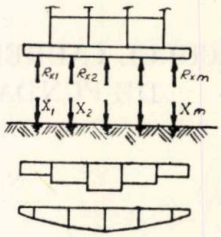


Fig. 2

Continuitatea dintre deformațiile structurii și ale mediului va fi asigurată numai în punctele de rezemare discretizată. Configurația deformației terenului sub structură va fi dată de forțele de legătură dintre structură și teren, care iau naștere în reazemele introduse.

Distribuția reală a forțelor de legătură dintre structură și teren (fig. 2) se aproximează cu o distribuție în trepte sau alcătuită din segmente de dreaptă pe distanța dintre două reazeme consecutive etc.

Modelul astfel realizat va fi analizat pe cale matriceală.

3. Matricea de rigiditate

Între eforturile din cele două capete ale unei bare j, h și deplasările corespunzătoare se poate scrie o relație matriceală de forma :

$$\{F_e\} = [k_e]\,\{\delta_e\}, \tag{1}$$

în care $\{F_e\}^T = \{N_j\ T_j\ M_j\ N_h\ T_h\ M_h\}$, $\{\delta_e\}^T = \{u_j\ v_j\ \theta_j\ u_h\ v_h\ \theta_h\}$ iar $[k_e]$ — matricea de rigiditate a barei.

La tălpile de fundare se consideră noduri în dreptul reazemelor introduse în locul rezemării continue, urmînd ca pentru porțiunile de grinzi de fundare dintre două reazeme consecutive să se scrie relații de forma (1). Dacă înălțimile grinzilor de fundare sînt relativ mari ($L/h < 5$) se va lua în considerare influența forței tăietoare asupra deformațiilor din încovoiere și elementele corespunzătoare ale matricei $[k_e]$ se modifică în consecință.

Matricea de rigiditate a structurii (cadru împreună cu grinzile de fundare) se determină prin asamblarea tuturor elementelor strcturale, din condițiile de continuitate și de echilibru ale nodurilor structurii :

$$[K] = [A]^T\,[k]\,[A], \tag{2}$$

în care $[K]$ este matricea de rigiditate a structurii, $[k]$ — matricea diagonală a elementelor structurii, iar $[A]$ — matricea de conexiune.

Dispunînd de matricea de rigiditate a structurii, $[K]$, se poate scrie relația dintre forțele nodale aplicate și din legături (veetorul $\{R\}$) și deplasările nodale corespunzătoare (vectorul $\{\Delta\}$):

$$[K]\{\Delta\} = \{R\}. \tag{3}$$

Vectorul $\{R\}$ conține forțele cunoscute din nodurile structurii $\{R_p\}$ și reacțiunile necunoscute din reazemele discrete care modelează rezemarea structurii pe teren, $\{R_X\}^T = \{R_{X_1}\ R_{X_2}\ R_{X_3} \ldots R_{X_m}\}$.

În relația (3) se pot separa prin partiționare forțele nodale necunoscute, reprezentînd forțele de legătură dintre structură și teren:

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_p \\ \Delta_X \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_p \\ R_X \end{Bmatrix}, \tag{4}$$

încît

$$[K_{11}]\{\Delta_p\} + [K_{12}]\{\Delta_X\} = \{R_p\}, \quad [K_{21}]\{\Delta_p\} + [K_{22}]\{\Delta_X\} = \{R_X\}. \tag{5}$$

Aici $\{\Delta_p\}$ reprezintă deplasările structurii din nodurile în care forțele nodale sînt cunoscute, iar $\{\Delta_X\}^T = \{v_1\ v_2 \ldots v_m\}$ — deplasările structurii (grinzilor de fundare din reazemele discrete) cvasiechivalente.

4. Matricea de flexibilitate a terenului

În reazemele care modelează legătura dintre structură și terenul de fundare se impun condiții de continuitate (contact) care revin la egalitatea dintre deplasările verticale ale structurii și deplasările verticale ale terenului:

$$\{\Delta_X\} = \{W\}. \tag{6}$$

Deplasările (tasările) terenului $\{W\}$ pot fi exprimate în funcție de forțele de legătură din aceste reazeme cu ajutorul sistemului algebric liniar:

$$\begin{cases} w_1 = \beta_{11} X_1 + \beta_{12} X_2 + \ldots + \beta_{1m} X_m, \\ w_2 = \beta_{21} X_1 + \beta_{22} X_2 + \ldots + \beta_{2m} X_m, \\ \vdots \\ w_m = \beta_{m1} X_1 + \beta_{m2} X_2 + \ldots + \beta_{mm} X_m, \end{cases} \tag{7}$$

sau

$$\{\Delta_X\} = [\beta]\{X\} = -[\beta]\{R_X\}, \tag{8}$$

în care, evident, $\{R_X\} = -\{X\} = \{X_1\ X_2 \ldots X_m\}^T$, (fig. 2), indicele m reprezentînd numărul reazemelor simple introduse în locul rezemării continue; matricea $[\beta]$ are ca elemente coeficienții necunoscutelor X și se va numi *matricea de flexibilitate a terenului* (pe zona de contact). Matricea $[\beta]$ măsoară elasticitatea reazemelor simple introduse și influența reciprocă dintre ele.

Elementele matricei [β] se determină considerînd terenul ca un semispațiu liniar elastic, omogen și izotrop. În acest scop se folosește relația:

$$w = \frac{1 - \nu_0}{\pi E_0} \cdot \frac{P}{r}, \tag{9}$$

care furnizează deplasarea pe verticală, pe suprafața semispațiului, produsă de o forță concentrată verticală P. În relația (9) E_0 și ν_0 reprezintă modulul de elasticitate și coeficientul lui Poisson al terenului iar r distanța de la punctul unde se calculează deplasarea pînă la punctul de aplicație al forței P.

Pentru determinarea coeficienților β_{ik} se consideră că presiunile care iau naștere la contactul dintre tălpile de fundare și teren sînt de intensitate constantă pe cîmpul aferent unui reazem discret. Rezultă astfel că forțele de legătură X din cele m reazeme se determină ca fiind egale cu produsul dintre intensitățile p_i și ariile aferente Ω_i. Pentru ușurința calculului ariile Ω_i se consideră egale.

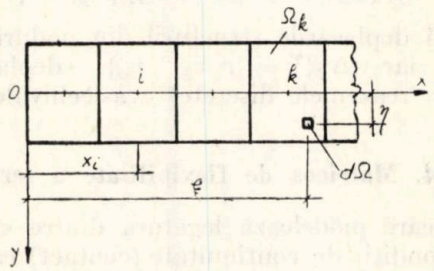


Fig. 3

Plecînd de la relația (9), cu notațiile din fig. 3, coeficienții β_{ik} se pot calcula cu relația:

$$\beta_{ik} = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0} \cdot \frac{1}{\Omega_k} \iint_{\Omega_k} \frac{d\Omega}{\sqrt{(\xi - x_i)^2 + \eta^2}}. \tag{10}$$

În relația (10) s-a considerat $p(\xi, \eta) = p = \text{const.}$ și $p_k \Omega_k = 1$. În calculele practice coeficienții β_{ik} se determină printr-un procedeu de integrare numerică, aplicîndu-se un program pentru calculul automat. Elementele matricei [β] se mai pot de asemenea calcula folosind metoda punctelor de colț pentru calculul tasărilor etc.

Matricea de flexibilitate [β] este influențată de natura terenului prin E_0 și ν_0, iar gradul de precizie cu care se calculează elementele acestei matrice depinde de numărul și modul de distribuție al legăturilor discrete, precum și de legea de distribuție adoptată pentru presiuni și de procedeul de integrare folosit.

5. Soluția problemei. Matricea de rigiditate structură—teren

Din ecuația matriceală (8) se poate deduce vectorul $\{R_X\}$ al forțelor de legătură dintre structură și teren în funcție de vectorul $\{\Delta_X\}$ și de matricea de flexibilitate $[\beta]$ a terenului:

$$\{X\} = [\beta]^{-1}\{\Delta_X\} = [K_T]\{\Delta_X\}. \tag{11}$$

Matricea $[K_T] = [\beta]^{-1}$ reprezintă matricea de rigiditate a terenului (pe zone de contact).

Vectorul $\{R_X\} = -\{X\}$ se introduce în a doua ecuație din (5) rezultînd:

$$[K_{21}]\{\Delta_p\} + [K_{22}]\{\Delta_X\} = -[K_T]\{\Delta_X\}$$

sau

$$[K_{21}]\{\Delta_p\} + [K_{22} + K_T]\{\Delta_X\} = 0. \tag{12}$$

Ecuația matriceală (12) împreună cu prima ecuație din sistemul (5) constituie sistemul de ecuații matriceale:

$$[K_{11}]\{\Delta_p\} + [K_{12}]\{\Delta_X\} = \{R_p\}, \quad [K_{21}]\{\Delta_p\} + [K_{22} + K_T]\{\Delta_X\} = \{0\}. \tag{13}$$

Acest sistem mai poate fi scris sub forma:

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} + K_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_p \\ \Delta_X \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_p \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{14}$$

sau

$$[K_{ST}]\{\Delta\} = [R'], \tag{15}$$

în care

$$[K_{ST}] = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} + K_T \end{bmatrix} \tag{16}$$

constituie *matricea de rigiditate structură — teren*, matrice care ia în considerație și efectul conlucrării dintre structură și teren.

Ecuația (15) este formal asemănătoare cu ecuația (3) astfel că în calculul automat se poate folosi o cale asemănătoare cu cazul în care nu se ia în considerație efectul conlucrării.

Soluția problemei se poate obține și plecînd de la sistemul (13); astfel, din a doua ecuație se determină vectorul $\{\Delta_X\}$ funcție de vectorul $\{\Delta_p\}$:

$$\{\Delta_X\} = -[K_{22} + K_T]^{-1}[K_{21}]\{\Delta_p\}. \tag{17}$$

Vectorul $\{\Delta_X\}$ se introduce în prima ecuație din (13) și după grupare se obține:

$$([K_{11}] - [K_{12}][K_{22} + K_T]^{-1}[K_{21}])\{\Delta_p\} = \{R_p\} \tag{18}$$

din care se deduce vectorul $\{\Delta_p\}$:

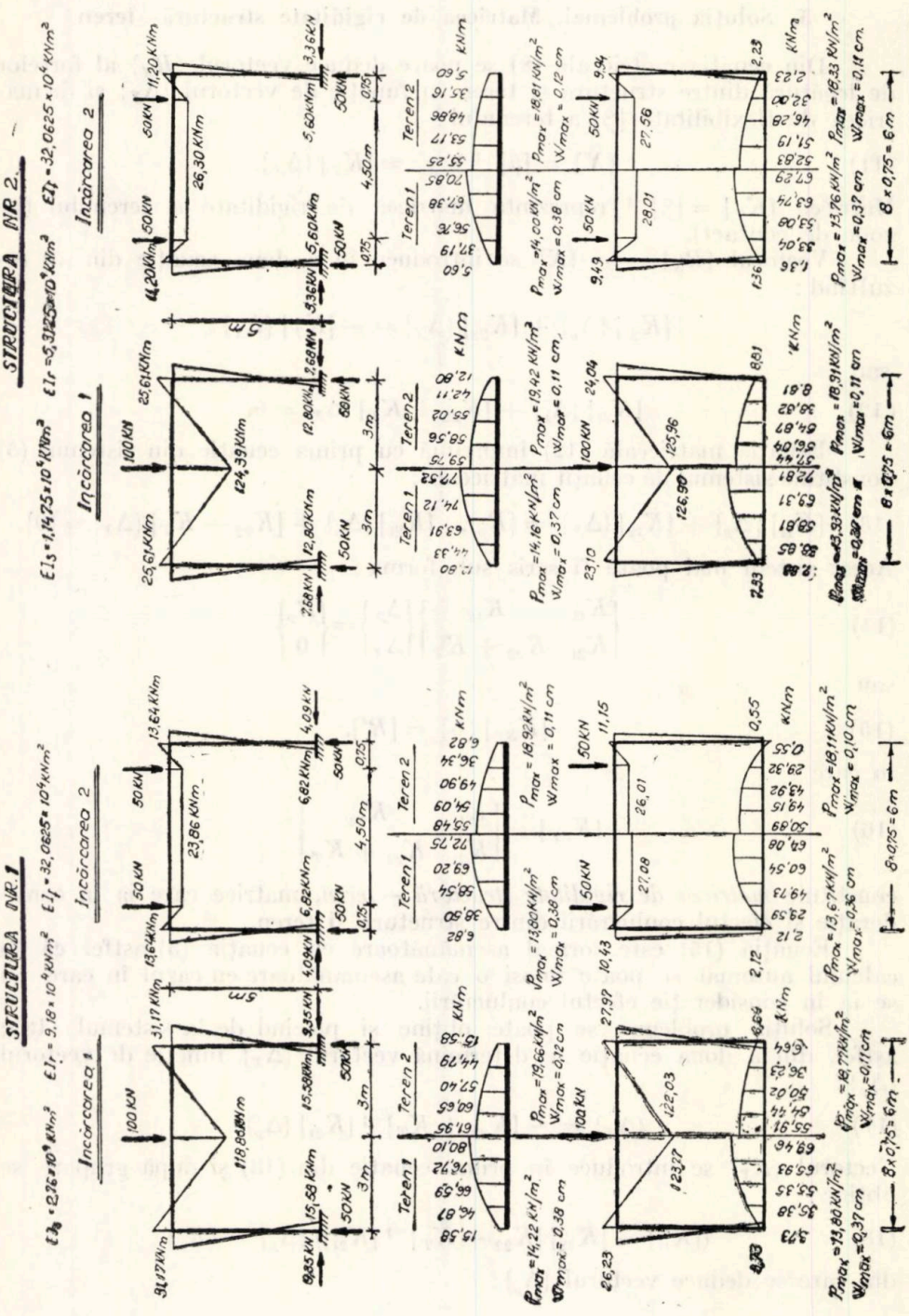

STRUCTURA NR. 1
Incărcarea 1
Incărcarea 2
Teren 1
Teren 2
STRUCTURA NR. 2
Incărcarea 1
Incărcarea 2
Teren 1
Teren 2

Fig. 4

Fig. 5

$$\{\Delta_p\} = ([K_{11}] - [K_{12}]\,[K_{22} + K_T]^{-1}[K_{21}])^{-1}\{R_p\}. \tag{19}$$

Dispunînd de vectorul $\{\Delta_p\}$, din ecuația (17) se deduce vectorul $\{\Delta_X\}$ iar din ecuația (11) vectorul $\{R_X\}$, în baza cărora se calculează succesiv eforturile din structură și tălpile de fundare și presiunile pe teren.

6. Exemplu numeric

S-au considerat două variante de structuri din beton armat formate dintr-un cadru cu o singură deschidere și o grindă de fundație. Elementele geometrice și elastice precum și sarcinile aplicate sînt prezentate în fig. 4 și 5.

S-au considerat două tipuri de teren avînd următoarele caracteristici: 1° $E_0 = 100$ daN/cm², $\nu_0 = 0{,}3$; 2° $E_0 = 500$ daN/cm², $\nu_0 = 0{,}3$.

Diagramele de momente pe structuri și presiunile și deformațiile maxime ale terenului sînt redate în fig. 4 și 5 pentru următoarele două situații: a) cadru încastrat și fundație grindă pe mediu deformabil, b) cadru-fundație rezemat pe mediu deformabil.

Lipsa unor metode practice de considerare a efectului conlucrării a condus la adoptarea unui raport cu valoare foarte mare dintre rigiditatea fundației și rigiditatea cadrului pentru ca rezultatele exemplelor numerice prezentate să nu difere substanțial în cele două cazuri.

Din analiza rezultatelor obținute se desprind următoarele concluzii:

Efectul conlucrării asupra riglei cadrului se manifestă printr-o sporire a momentelor din cîmp și micșorare a momentelor de pe reazeme, concomitent cu micșorarea momentelor maxime de pe stîlpi. Modificări importante la stîlpi se constată în secțiunile de la bază în care momentele schimbă de semn.

În cazul tălpilor de fundare efectul conlucrării conduce la o diminuare a momentelor încovoietoare de circa patru ori, însă în secțiunile cele mai solicitate această diferență este de maximum 15%. De asemenea se constată o oarecare micșorare a presiunilor pe teren.

Efectul conlucrării este mai important cînd raportul dintre rigiditatea tălpii de fundare și a stîlpilor cadrului este mai mic. Este deci de așteptat ca odată cu micșorarea acestui raport influența conlucrării să fie mult mai importantă.

Terenurile mai slabe conduc în general la modificări mai importante în procesul conlucrării.

Rezultatele obținute îndreptățesc continuarea studiilor pentru cazuri practice mai complexe.

Primită la 19 iunie 1974

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor

ANALYSIS OF PLANE FRAMES IN THE COOPERATION WITH BED PLATES FOUNDATIONS AND SUPPORT GROUND

(Summary)

A method for the analysis of framed structures having continuous foundation plates as foundation elements, supported on a homogeneous isotropic linear deforming soil is presented in this paper. The analytical method takes into account the cooperation between frame, foundation bed plates and soil, being applicable in the automatic design of structures, by changing adequately the usual electronic programs.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 1–2, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C.Z. 624.07 ; 624.1

TENSIUNILE ÎNTR-UN SEMISPAȚIU NEOMOGEN ACȚIONAT DE O FORȚĂ CU INTENSITATEA LINIAR VARIABILĂ PE LĂȚIMEA UNEI BENZI ELASTICE DE LUNGIME INFINITĂ

DE

AL. EFTIMIE și IOANA MISSIR

1. La calculul tasărilor terenurilor de fundație este eficace să se țină seama de creșterea cu adîncimea a rigidității terenului, obținîndu-se astfel valori ale tasărilor mai mici decît cele rezultate în ipoteza rigidității constante.

S-au preconizat deja [1] unele soluții aproximative pentru luarea în considerare a creșterii liniare cu adîncimea a modulului de elasticitate al terenului, cît și unele formulări în cadrul problemei de deformație plană a teoriei elasticității [2].

S. G. L e h n i ț k i [3] a formulat condițiile de variație ale modulului de elasticitate în problema semiplanului elastic acționat de o forță concentrată, astfel încît distribuția tensiunilor să fie radială simplă.

Pornind de la rezultatele lui L e h n i ț k i, în lucrarea [4] s-au stabilit expresiile tensiunilor în coordonate carteziene, într-un semispațiu cu modul de elasticitate liniar variabil cu adîncimea (coeficientul lui P o i s s o n fiind considerat constant), acționat pe planul de separație, în lungul unei axe, de o forță normală continuă de intensitate constantă. Calculele numerice au permis să se tragă concluzia că luarea în considerare a creșterii liniare cu adîncimea a rigidității terenului de fundație are drept efect o mai mare concentrare a tensiunilor în vecinătatea sarcinii aplicate și că valorile lor scad mai repede în adîncime comparativ cu ipoteza rigidității constante, ceea ce implică o concluzie asemănătoare referitoare la mărimea deformațiilor specifice verticale, rezultînd, în consecință, o tasare (o deformație totală verticală a terenului) cu 25...30% mai mică [5]...[6].

2. În această Notă se prezintă expresiile tensiunilor pentru cazul unei fîșii elastice de lungime infinită acționată de o sarcină continuă liniar variabilă de la valoarea zero la valoarea p pe lățimea $2b$ a fîșiei, aplicată pe planul limită al semispațiului elastic cu modul de elasticitate liniar variabil cu adîncimea (fig. 1 *a*). În acest scop se consideră expresiile tensiunilor pentru cazul semispațiului elastic cu modul de elasticitate variabil cu adîncimea după legea liniară $E = zm$, acționat pe planul de separație de o forță normală uniform distribuită în lungul unei axe (fig. 1 *b*) stabilite în Nota [4], care au forma :

$$(1)\qquad \begin{cases} \sigma_z = \dfrac{np}{2}\cdot\dfrac{1+\mu}{\sin(n\pi/2)}\cdot\dfrac{z^3}{(y^2+z^2)^2}\cos\left(n\operatorname{arctg}\dfrac{y}{z}\right), \\ \tau_{zy} = \dfrac{np}{2}\cdot\dfrac{1+\mu}{\sin(n\pi/2)}\cdot\dfrac{z^2y}{(y^2+z^2)^2}\cos\left(n\operatorname{arctg}\dfrac{y}{z}\right), \\ \sigma_y = \dfrac{np}{2}\cdot\dfrac{1+\mu}{\sin(n\pi/2)}\cdot\dfrac{zy^2}{(y^2+z^2)^2}\cos\left(n\operatorname{arctg}\dfrac{y}{z}\right), \end{cases}$$

în care : $n = \sqrt{2(1-\mu)}$, $\mu = 1/(1-\nu)$, ν fiind coeficientul lui Poisson, considerat constant.

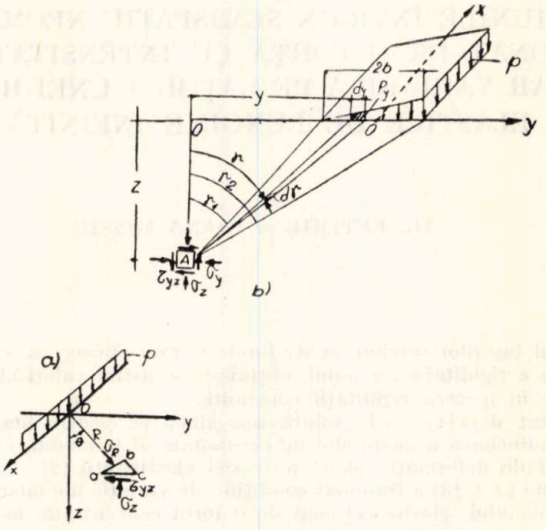


Fig. 1

3. Pentru a aplica principiul suprapunerii efectelor, ținînd seama de fig. 1 *a*, se fac în prealabil, în expresiile (1), substituțiile :

$$y = z\operatorname{tg}\gamma, \quad dy = \frac{z}{\cos^2\gamma}d\gamma \quad \text{și} \quad dp = p_y\,dy = \frac{pz^2(\operatorname{tg}\gamma - \operatorname{tg}\gamma_1)}{2b\cos^2\gamma}d\gamma,$$

care se integrează între limite corespunzătoare :

$$\sigma_z = \frac{1+\mu}{\sin(n\pi/2)}\cdot\frac{np}{4b}z\int_{\gamma_1}^{\gamma_2}\frac{\operatorname{tg}\gamma - \operatorname{tg}\gamma_1}{\cos^2\gamma}\cdot\frac{\cos(n\gamma)}{\operatorname{tg}^2\gamma+1}d\gamma,$$

$$\tau_{zy} = \frac{1+\mu}{2\sin(n\pi/2)}\cdot\frac{np}{4b}z\int_{\gamma_1}^{\gamma_2}\sin(\gamma-\gamma_1)[\sin(1+n)\gamma + \sin(1-n)\gamma]\,d\gamma,$$

$$\sigma_y = \frac{1+\mu}{\sin(n\pi/2)} \cdot \frac{np}{4b} z \int_{\gamma_1}^{\gamma_2} (\operatorname{tg}\gamma - \operatorname{tg}\gamma_1) \sin^2\gamma \cos n\gamma \, d\gamma.$$

Efectuînd calculele și introducînd notațiile :

$$\gamma_1 = \operatorname{arctg}\frac{y-b}{z} \text{ și } \gamma_2 = \operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}$$

se obțin următoarele expresii ale tensiunilor :

$$\sigma_z = \frac{npz(1+\mu)}{\sin(n\pi/2)\, 8b \cos \operatorname{arctg}[(y-b)/z]} \left\{ \frac{1}{n-2} \sin\left[\frac{n-2}{2}\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z} + \operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right) - \operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right] \sin\left[\frac{n-2}{2}\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z} - \operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right)\right] + \right.$$

$$(2\,a) \quad + \frac{1}{n+2} \sin\left[\frac{n}{2}\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z} + \operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right)\right] \sin\left[\frac{n+2}{2}\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z} - \operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right)\right] + \frac{2}{n} \sin\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right) \cos\left[\frac{n}{2}\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z} + \operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right)\right] \sin\left[\frac{n}{2}\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z} - \operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right)\right] \Bigg\}$$

sau expresia echivalentă :

$$\sigma_z = \frac{1+\mu}{\sin(n\pi/2)} \cdot \frac{npz}{8\,b \cos \operatorname{arctg}[(y-b)/z]} \times$$

$$\times \left(\left\{ \frac{1}{n^2-4} \left[n \sin\left(n \operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right) \sin\left(2 \operatorname{arctg}\frac{y+b}{z} - \operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right) + \right.\right.$$

$$(2\,a') \quad + 2 \cos\left(n \operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right) \cos\left(2 \operatorname{arctg}\frac{y+b}{z} - \operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right) \Big] -$$

$$- \frac{1}{n} \sin\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right) \sin\left(n \operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right) \Bigg\} -$$

$$- \left\{ \frac{1}{n^2-4} \left[n \sin\left(n \frac{y-b}{z}\right) \sin\left(\frac{y-b}{z}\right) + 2 \cos\left(n \frac{y-b}{z}\right) \cos\left(\frac{y-b}{z}\right) \right] - \right.$$

$$\left. \left. - \frac{1}{n} \sin\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right) \sin\left(n \operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right) \right\} \right) ;$$

$$\tau_{zy} = \frac{1+\mu}{16\sin(n\pi/2)} \cdot \frac{pz}{b\cos\operatorname{arctg}[(y-b)/z]} \left(\sin\left(n\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z} - \right.\right.$$

$$\left. - \operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right) - \sin\left[(n-1)\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right] -$$

$$- \frac{2n}{4-n^2}\left\{2\left[\sin\left(2\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z} - \operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right)\cos\left(n\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right) - \right.\right.$$

$$\left. - \sin\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right)\cos\left(n\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right)\right] - \tag{2 b}$$

$$- n\left[\sin\left(n\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right)\cos\left(2\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z} - \operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right) - \right.$$

$$\left.\left. - \sin\left(n\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right)\cos\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right)\right]\right\}\Bigg| ;$$

$$\sigma_y = \frac{npz(1+\mu)}{4b\sin(n\pi/2)}\left[\frac{1}{n}\left[\cos^n\left(\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right) - \cos^n\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right)\right] - \right.$$

$$- \frac{C_n^2}{n-2}\left[\cos^{n-2}\left(\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right) - \cos^{n-2}\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right)\right] +$$

$$+ \frac{C_n^2}{n}\left[\cos^n\left(\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right) - \cos^n\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right)\right] + \frac{C_n^2}{n}\left[\cos^n\left(\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right) - \right.$$

$$\left. - \cos^n\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right)\Bigg| + \frac{C_n^4}{n-4}\left[\cos^{n-4}\left(\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right) - \right.$$

$$\left. - \cos^{n-4}\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right)\right] + \frac{C_n^3}{n-3}\left[\cos^{n-3}\left(\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right) - \right.$$

$$\left. - \cos^{n-3}\left(\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right)\right]\Bigg| + \frac{1}{4(n+2)}\left\{\cos\left[(n+2)\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right] - \right. \tag{2 c}$$

$$\left.\left. - \cos\left[(n+2)\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right]\right\} + \frac{1}{4(n-2)}\left\{\cos\left[(n-2)\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right] - \right.$$

$$\left.\left. - \cos\left[(n-2)\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right]\right\} - \operatorname{tg}\frac{\gamma_1}{2}\left(\frac{1}{n}\sin\left(n\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right) - \right.\right.$$

$$\left.\left. - \frac{1}{2}\left\{\frac{1}{n+2}\sin\left[(n+2)\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right] + \frac{1}{2-n}\sin\left[(2-n)\operatorname{arctg}\frac{y+b}{z}\right]\right\} - \right.\right.$$

$$(2\,c) \qquad -\frac{1}{n}\sin n\gamma_1 + \frac{1}{2}\left\{\frac{1}{2+n}\sin\left[(2+n)\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right] + \right.$$
$$\left. + \frac{1}{2-n}\sin\left[(2-n)\operatorname{arctg}\frac{y-b}{z}\right]\right\}\Bigg] .$$

4. Expresiile (2 *a*), (sau (2 *a'*)), (2 *b*), (2 *c*) ale tensiunilor satisfac condițiile la limită :

$\sigma_z = p_y = p\{y - z\,\mathrm{tg}[(y-b)/z]\}/2b$ pentru $z = 0$ și $|y| < b$,

$\sigma_z = 0$ pentru $z = 0$ și $|y| > b$,

$\tau_{zy} = 0$ pentru $z = 0$ și $|y| > 0$,

$\sigma_z = \tau_{zy} = 0$ pentru $z = \infty$.

De asemenea este verificată și condiția de compatibilitate cît și ecuația de echilibru global

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \sigma_z \, dy = bp.$$

5. Ținînd seama de legătura dintre n, ν și p se poate admite $n = 1$ pentru valori ale coeficientului lui Poisson cuprinse între limitele $0{,}2 \leqslant \nu \leqslant 0{,}35$, ceea ce permite anumite simplificări ale expresiilor tensiunilor.

Deoarece teoretic coeficientul lui Poisson poate varia între limitele 0 și 0,5, urmează că pentru starea plană de deformație se poate admite

$$0 \leqslant \mu \leqslant 1 \quad \text{și} \quad 0 \leqslant n \leqslant 2.$$

6. Calculele numerice efectuate relativ la tensiunea σ_z au dus la concluzia că luarea în considerare a variației liniare cu adîncimea a modulului de elasticitate al terenului are drept rezultat o mai mare concentrare a tensiunilor sub lățimea fîșiei precum și o descreștere mai rapidă a acestora cu adîncimea în raport cu cele corespunzătoare ipotezei modulului de elasticitate constant.

Primită la 18 octombrie 1974

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor

BIBLIOGRAFIE

1. Fischer K., *Berechnung der Setzungen aus einer Strefenlast aus elastischer Unterlage. Beispiele zur Bodenmechanik.* Berlin, München, 1965.
2. Gibson R. E., *Some Results concerning Displacements and Stresses in a Nonhomogeneous Elastic Half-space.* Geotechnique, **XVII**, *1*, 58–67 (1967).

4. Eftimie Al., *Distribuția tensiunilor în terenurile de fundație cu modul de elasticitate liniar variabil.* Bul. Inst. polit. Iași, **XVI (XX)**, *1—2* (1970).
5. Eftimie Al. ș. a., *Unele rezultate cu privire la tensiuni și deplasări într-un semispațiu elastic neomogen.* A II-a Conferință de mecanică tehnică, 21—31 octombrie 1970, București.
6. Eftimie Al., *Tensiuni și deformații într-un semispațiu neomogen acționat pe planul limită de o forță verticală uniform repartizată pe o fișie elastică.* A II-a Conferință de geotehnică și fundații, 3—5 iunie 1971, București.

STRESS STATE OF A NONHOMOGENEOUS HALF SPACE ACTED BY A LOAD LINEARLY DISTRIBUTED ON THE ELASTIC INFINITE STRIP

(Summary)

This paper concerns with the stress state of a nonhomogeneous half space with linear variable towards the depth Young modulus. The half space is acted by a load linearly distributed on the elastic infinite strip.

From the numerical results it yields the increase of the halfspace rigidity towards the depth leads to a greater concentration of the σ_z stresses, which decrease faster than those obtained in the hypothesis of the constant rigidity.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 1–2, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C.Z. 624.01

RĂSPUNSUL SEISMIC EXPERIMENTAL AL UNEI STRUCTURI ÎN CADRE DIN BETON ARMAT CU PEREȚI DE UMPLUTURĂ DIN ZIDĂRIE DE CĂRĂMIDĂ

DE

CAMELIA CIONGRADI, DANIEL DIACONU și I. CIONGRADI

1. Introducere

Conlucrarea dintre elementele de umplutură și cadrele structurale prezintă un interes deosebit în preluarea încărcărilor laterale, în special pe durata acțiunilor seismice puternice. În țara noastră, prin tradiție, contribuția pereților de umplutură nu este luată în considerare la proiectarea construcțiilor cu schelet. Cercetări recente [1]...[4] au demonstrat eficacitatea elementelor de umplutură în micșorarea deplasărilor orizontale, în asigurarea stabilității stîlpilor și, în general, la proiectarea economică și cu siguranță sporită a nodurilor și stîlpilor cadrelor la acțiuni laterale.

În cele ce urmează se prezintă rezultatele experimentărilor efectuate pe o platformă seismică de mare capacitate, pe un model de structură din cadre din beton armat monolit la scara 1/4. Modelul, încercat în prealabil ca structură din cadre și adus într-un stadiu avansat de degradare prin încercări repetate la acțiuni seismice de intensitate crescătoare, a fost consolidat prin pereți de umplutură din zidărie de cărămidă plină. În această situație, prin noi încercări statice, dinamice și seismice, s-a pus în evidență configurația repartiției rigidităților pe verticala construcției precum și variația caracteristicilor dinamice și a răspunsului seismic al structurii.

2. Modelul încercat

Modelul reproduce la scara 1/4 o structură cu schelet din beton armat monolit cu parter și 10 etaje [5]. În fig. 1 sînt prezentate dimensiunile și armarea modelului. Structura prototip a fost proiectată la un cutremur de gradul 8 de intensitate seismică apreciată pe scara MM.

Sarcinile gravitaționale adiționale s-au obținut prin lestarea planșeelor cu balast consolidat.

Modelul s-a turnat din beton B 250 cu agregate 0...7 mm. Pentru armare s-a folosit oțel PC 52 pentru barele din stîlpi și rigle, oțel STM în plăci și oțel OB 38 pentru confecționarea etrierilor și a barelor de montaj din rigle.

Pentru acționarea platformei seismice s-a folosit cutremurul artificial B_1 [6, fig. 8], care are o durată de 50 sec la scara reală și circa 20 sec la scara timpului de 0,390 obținută pentru model. Prin amplificare electronică, sistemul de acționare a platformei seismice a produs cutremure de gradul 6 ...11 pe scara MM.

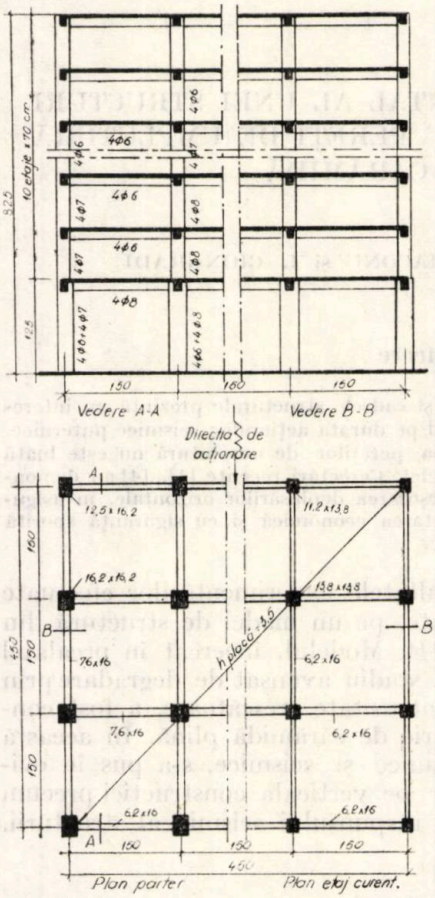


Fig. 1. — Schema modelului.

Modelul a cedat după 22 cutremure succesive de intensitate progresivă, la o accelerație a platformei seismice de 8,15 m/sec^2. Cedarea s-a produs prin distrugeri (fisuri puternice și pătrunse și dislocări de beton) ale nodurilor și zonelor învecinate lor pe stîlpi și rigle (fig. 2). Aceste distrugeri au apărut în special la nivelele 1 ... 3, cu extinderi pînă la nivelul 5.

Perioada modului întîi de oscilație a variat între 0,320 sec pentru modelul nefisurat și 1,470 sec pentru modelul degradat iar fracțiunea din amortizarea critică a crescut de la 1 ... 2% la circa 12%.

Forma de oscilație predominantă a modelului pe durata acțiunii seismice a fost cea corespunzătoare modului întîi vibrație.

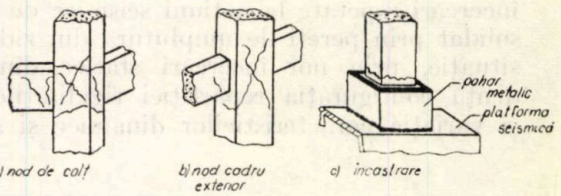


Fig. 2. — Fisuri în nodurile modelului încercat fără panouri de umplutură.

3. Încercarea modelului cu panouri de umplutură

După cedarea modelului s-au executat pereți cu grosimea de 6 cm din zidărie de cărămidă plină, normală (6/12, 5/25 cm), în toate alveolele celor două cadre marginale paralele cu direcția de acționare (fig. 3 și 4), o alveolă având dimensiunile de 54×136 cm. Realizarea acestor pereți s-a făcut în condiții de șantier, fără măsuri speciale privind contactul dintre umplutură și elementele cadrelor. S-a utilizat mortar de marcă M 25.

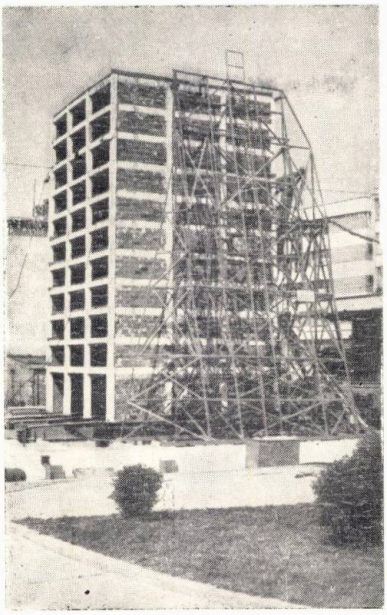


Fig. 3. — Modelul structurii cu alveolele umplute cu zidărie din cărămidă.

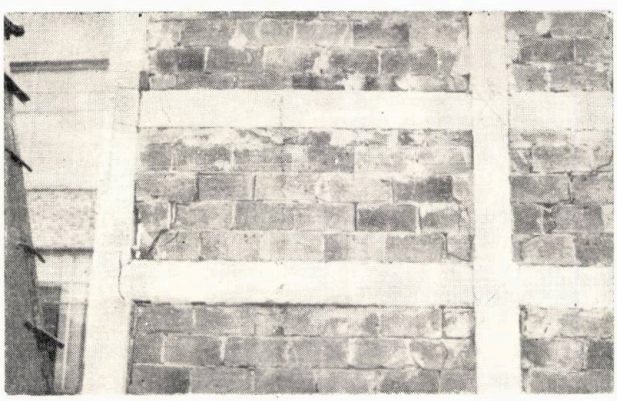


Fig. 4. — Fisuri în pereții de umplutură.

Prin construirea pereților de umplutură, greutatea modelului a crescut de la 469,250 kN (46,925 tf) la 579,500 kN (57,950 tf). Repartiția sarcinilor gravitaționale este reprezentată în fig. 5. Creșterea masei modelului a condus la lungirea perioadei proprii fundamentale de vibrație cu 7%,

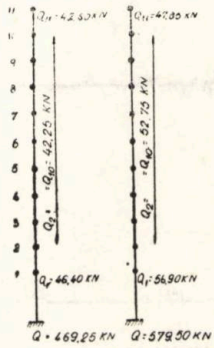


Fig. 5. — Repartizarea încărcărilor gravitaționale la model, fără și cu pereți de umplutură.

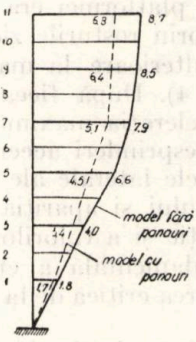
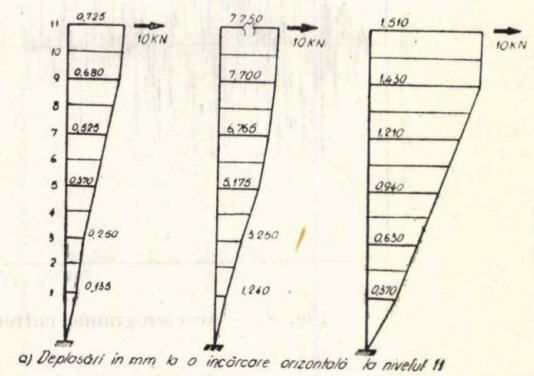


Fig. 7. — Deplasări maxime la cedare.



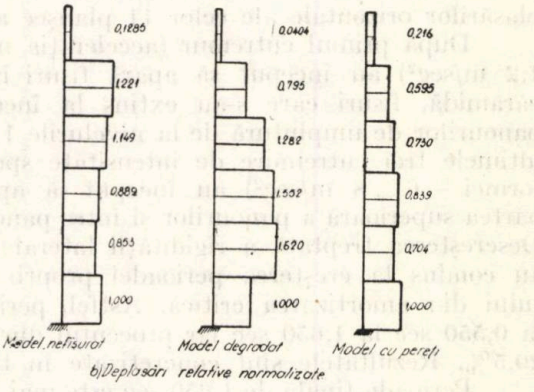


Fig. 6. — Repartiția deplasărilor statice.

Încercările s-au referit la :

a) Determinarea deformatei modelului sub acțiunea unei forțe statice orizontale de 10 kN (1 tf) aplicată la ultimul nivel (fig. 6).

b) Determinarea perioadei și fracțiunii din amortizarea critică pentru modul întîi de vibrație sub acțiunea microseismelor. S-a obținut o perioadă egală cu 0,550 sec și o amortizare de circa 5,5%.

c) Determinarea răspunsului seismic (deplasări și accelerații) sub acțiunea cutremurului B_1. S-au aplicat 6 cutremure de intensitate crescătoare.

Măsurătorile s-au efectuat cu ajutorul unei instalații ce cuprinde traductori de deformații specifice, deplasări și accelerații, cu înscrierea concomitentă automată a semnalelor și bazei de timp. În fig. 3 se observă sche-

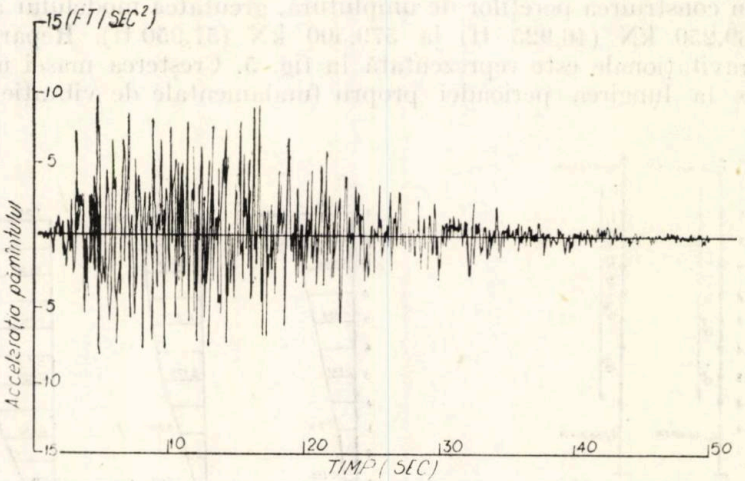


Fig. 8. — Accelerograma cutremurului artificial B_1.

letul metalic ce constituie elementul de referință pentru măsurarea deplasărilor orizontale ale celor 11 planșee ale modelului.

După primul cutremur (accelerația maximă a platformei era de circa 1,2 m/sec²) au început să apară fisuri înclinate prin rosturile zidăriei de cărămidă, fisuri care s-au extins la încercările ulterioare la majoritatea panourilor de umplutură de la nivelurile 1 ... 5 (fig. 4). După fiecare dintre ultimele trei cutremure de intensitate sporită (accelerația maximă a platformei — 6 ... 8 m/sec²) au început să apară și desprinderi accentuate la partea superioară a panourilor și între panouri și fețele laterale ale stîlpilor. Descreșterea treptată a rigidității laterale a modelului și apariția fisurilor au condus la creșterea perioadei proprii de oscilație și a valorilor procentului din amortizarea critică. Astfel, perioada fundamentală a crescut de la 0,550 sec la 1,650 sec iar procentul din amortizarea critică de la 5,5% la 20,5%. Rezultatele sînt concretizate în tabelul 1.

Perioada finală de 1,650 sec este mai mare decît perioada de 1,470 sec a modelului degradat fără panouri de umplutură, datorită atît sporului în greutate obținut prin prezența zidăriei de cărămidă cît și accentuării

Tabelul 1

Caracteristici dinamice

Tipul modelului	T_I sec	ν %
Model nefisurat	0,320	1...2
Model la cedare	1,470	12
Model cu panouri	0,550	5,5
Model cu panouri la cedare	1,650	20,5

degradării scheletului. Procentul din amortizarea critică a crescut brusc după prima încercare la acțiuni seismice de la 5,5% la 18%, ca în final să atingă valoarea de 20,5%. Această amortizare este aproape dublă față de amortizarea determinată pe modelul degradat fără umpluturi (12%).

În fig. 7 se prezintă valorile deplasărilor laterale maxime măsurate în dreptul planșeelor modelului în timpul ultimei încercări seismice, cu și fără panouri de umplutură. Deplasările maxime de la ultimul nivel sînt de 8,70 cm pentru modelul fără zidăria exterioară și de 6,75 cm pentru modelul cu pereți de umplutură.

Seismograma cutremurului artificial B_1 este reprezentată în fig. 8.

4. Concluzii

Neglijarea efectului panourilor de pereți poate avea consecințe necontrolabile asupra lucrului general al unei structuri din cadre supuse acțiunilor seismice, deoarece distribuția eforturilor în barele cadrelor variază continuu și în proporții apreciabile pe măsura degradării pereților, datorită în principal modificării distribuției deplasărilor (rigidităților) relative, lungirii perioadelor proprii de oscilație și creșterii fracțiunii din amortizarea critică.

Distribuția deplasărilor relative (fig. 5) se modifică de la o formă convexă, pentru cadrul nefisurat, la o formă concavă, pentru cadrul degradat și la o formă apropiată de o distribuție constantă pentru cadrul cu pereți de umplutură.

Într-o structură reală, pe timpul unui cutremur, se pot întîlni practic toate stările intermediare de distribuție ale deplasărilor relative menționate.

Perioada proprie de oscilație a modului fundamental de vibrație are variații importante datorită modificării rigidității modelului. Dacă se consideră creșterea cu 7% a perioadei din cauza surplusului de greutate și scăderea de aproximativ de trei ori (de la 1,580 sec la 0,550 sec) a perioadei datorită sporului de rigiditate adus de pereți scheletului, rezultă pentru un model similar executat și încercat de la început cu pereți de umplutură, o lungire de circa 7,5 ori a perioadei primului mod de oscilație (de la 0,216 sec la 1,650 sec). Desigur că această mare disponibilitate în variația perioadelor de vibrație nu se poate pune în evidență decît prin aplicarea unei acțiuni seismice de intensitate crescătoare.

Amortizarea modelului datorită fisurării panourilor de umplutură este foarte mare, ceea ce contribuie în mod substanțial la reducerea răspunsului seismic. O amplasare corespunzătoare a unor pereți de umplutură cu rol de disipator de energie și de limitator de deplasări laterale se poate aplica cu succes la construcțiile înalte.

Modul de apariție a fisurilor după direcții înclinate în panourile de perete justifică adoptarea unei scheme practice de calcul prin înlocuirea umpluturii cu o bară diagonală supusă numai eforturilor de compresiune. După apariția fisurilor, peretele respectiv nu mai poate prelua încărcări suplimentare, totuși conlucrarea cu cadrul are drept efect o creștere a încărcării ce o preia ansamblul, pînă la cedarea finală. Această constatare a fost dovedită de ultimele încercări ale modelului, cînd deplasările maxime

au fost cu 10 ... 15% mai mici pentru structura cu pereți de umplutură, în condițiile în care degradarea modelului s-a accentuat considerabil.

Panourile de umplutură de la partea superioară a construcției nu au suferit degradări, fapt verificat prin observarea comportării construcțiilor din cadre în urma cutremurelor puternice din ultimii ani (Caracas — Venezuela, San Fernando — California).

Această realitate trebuie să se reflecte în schema practică de calcul pentru construcțiile cu structura din cadre.

Observațiile pe construcțiile care au fost supuse unor cutremure puternice, precum și rezultatele experimentale prezentate mai sus, relevă faptul că pereții de umplutură nu trebuie considerați ca elemente suplimentare de siguranță ci ca elemente care modifică continuu și substanțial repartiția eforturilor în barele cadrelor.

Utilizarea conștientă, controlată, a panourilor de umplutură poate conduce la o distribuție rațională a materialelor de construcție într-o structură și la obținerea unei siguranțe sporite în exploatare.

Primită la 3 aprilie 1974

INCERC, filiala Iași,
și
Institutul politehnic, Iași
Catedra de mecanica construcțiilor

BIBLIOGRAFIE

1. Ciongradi C., Negoiță Al., *Studiu documentar referitor la comportarea la acțiuni laterale a structurilor contravîntuite cu pereți panouri de umplutură.* Referat — contract, M. C. Ind., Iași, 1972.
2. Fiorato A. E., Sozen M. A., Gamble W. L., *An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filled Walls.* Contract DAHC 20—67—C—0136. University of Illinois, Urbana, III, Nov. 1970.
3. Hanson R. D., Berg G. V., *Engineering Lessons Taught by Earthquakes.* Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1973.
4. Stafford Smith B. S., *Methods of Predicting the Lateral Stiffness and Strength of Multi-Story Inffilled Frames.* Vol. 2, Pergammon Press, N. Y., 1967, 247—257.
5. * * * *Perfecționarea metodelor de calcul a construcțiilor supuse acțiunii seismice.* Referat asupra încercărilor efectuate pe modele de clădiri înalte în cadre pentru CPCP, elabotat de INCERC, filiala Iași.
6. Jennings P. C., Housner G. W., Isai N. C., *Simulated Earthquake Motions.* EERL, California Institute of Technology, Pasadena, 1968.

EXPERIMENTAL SEISMIC RESPONSE OF A FRAMED REINFORCED CONCRETE STRUCTURE WITH INFILLED MASONRY WALLS

(Summary)

The knowledge of the behaviour of the framed structures to lateral actions in their real conformation with infilled walls, is a very important fact being put in evidence with the occasion of last strong earthquakes as well as of recent researchs which prouved the effectiveness of infilled walls in reduction of horizontal displacements and in ensuring the column stability and generally for an economical and rational analysis at lateral loads.

The paper presents the experimental results carried out on a shaking table of great capacity, on a frame structural large scale model with 11 levels.

The model was firstly degraded by repeated tests to earthquake actions of increasing intensity and then, consolidated by means of infilled masonry walls (6 cm thikness). By means of new statical, dynamical and earthquake tests it was emphasized the variation of dynamical characteristics of earthquake response, as well as the configuration of stiffness distribution along building height.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV, Fasc. 1–2, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C.Z. 624.02

CERCETĂRI EXPERIMENTALE PRIVIND RĂSPUNSUL DINAMIC AL UNEI SOLUȚII DE PLANȘEU, PENTRU STRUCTURI MULTIETAJATE *)

DE

IOANA MISSIR și N. FLOREA

1. Considerații generale. Obiectul cercetării

În tehnica de proiectare se manifestă, în prezent, tendința de a se realiza structuri de rezistență pentru clădiri industriale etajate, cu ajutorul unor prefabricate de beton armat, care au căpătat o largă răspîndire în practica curentă de execuție a structurilor cu un singur nivel. În această categorie se situează, în primul rînd, elementele de planșeu: fîșii cu goluri, semipanouri, chesoane, grinzi T sau II etc.

În afara rolului funcțional, de acoperire și separare a unor încăperi, extinderea domeniului de utilizare a prefabricatelor de planșeu, care au devenit clasice pentru halele industriale tip parter, ridică o serie de probleme specifice modului în care acestea preiau și transmit încărcările ce le revin. Din numeroasele aspecte care apar, un interes deosebit îl prezintă comportarea structurii, în ansamblu, la acțiunea sarcinilor dinamice, avînd în vedere importanța și posibilitatea apariției unor astfel de încărcări la halele industriale etajate.

Planșeele pot fi solicitate în regim dinamic ca urmare a existenței unor surse de vibrații ce provin din: mașini și instalații cu mase neechilibrate, agregate ce produc șocuri, sisteme de transport independent, explozii etc.

Din gama soluțiilor posibile de realizare a planșeelor din elemente prefabricate liniare sau plane de dimensiuni reduse în actuala fază a cercetărilor, s-a analizat varianta de alcătuire a acestora din grinzi T și II (fig. 1) cu și fără suprabetonare la partea superioară, stratul de beton monolit avînd rolul de a spori capacitatea de rezistență la acțiunea sarcinilor verticale și mai ales de a imprima întregii structuri o rigiditate mare în plan orizontal.

În studierea comportării elementelor de planșeu la acțiunea sarcinilor dinamice s-a ținut cont atît de soluția constructivă, de structură, cît și de modul în care este asigurată conlucrarea spațială a ansamblului, urmărind a se evidenția influența pe care o exercită gradul de realizare a continuității asupra caracteristicilor dinamice ale structurii în regim dinamic.

---

*) Prezentată la sesiunea științifică jubiliară a Institutului politehnic din Cluj, din 21–23 februarie 1974.

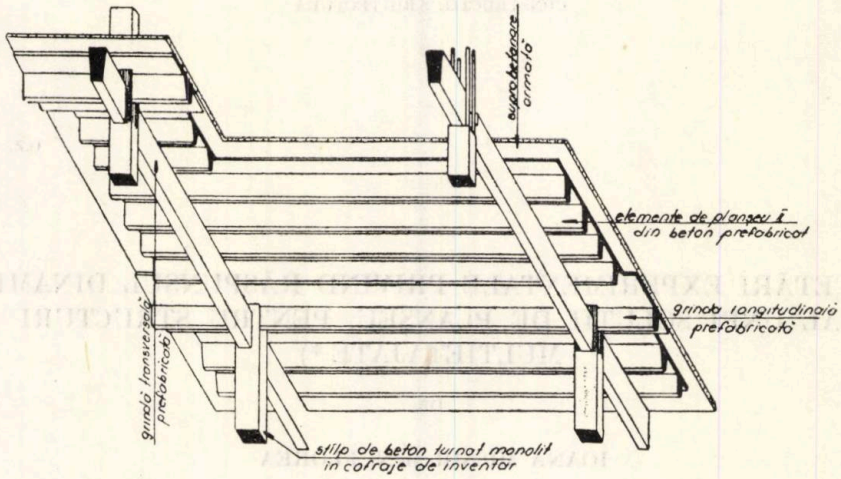


Fig. 1. — Planșeu realizat din elemente II.

2. Descrierea studiului experimental

Atît placa plană subțire cît și plăcile cu nervuri dispuse pe una sau două direcții ortogonale, se încadrează în categoria sistemelor cu o infinitate de grade de libertate dinamică.

Determinarea răspunsului dinamic pentru aceste tipuri de plăci se poate efectua teoretic, pe baza rezolvării ecuației diferențiale a suprafeței mediane deformate (ținînd seama de condițiile de contur) [2], [3], [5]:

$$\Delta\Delta W + \frac{\varrho h}{D}\ddot{W} = \frac{p(x, y, z)}{D} \quad \text{— placă izotropă;}$$

$$D_x \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = p(x, y, z) - m\ddot{W} \quad \text{— placă ortotropă.}$$

În cazul plăcilor plane subțiri cu nervuri, ipoteza înlocuirii plăcii reale, care prezintă o anumită repartiție a maselor, cu un alt sistem la care masele și rigiditățile sînt distribuite uniform (ipoteza H u b e r) conduce la considerarea unui model dinamic echivalent ce introduce aproximații [6].

Discretizarea structurii și aplicarea unei metode numerice iterative pentru determinarea răspunsului dinamic, alegînd un tip de element finit cît mai adecvat, permite obținerea unei soluții analitice care prezintă o precizie satisfăcătoare [4].

Experimentările sistematice pe structuri reale sau pe modele la scară redusă permit verificarea ipotezelor teoretice relative la schema statică adoptată, a naturii și influenței condițiilor de contur și a legăturilor interioare, precum și a mecanismului de cedare al structurii.

Pentru evaluarea stării de eforturi și deformații ce se dezvoltă în planșeul alcătuit din grinzi T sau II, acționat de forțe perturbatoare armonice, normale pe planul median, s-au efectuat experimentări pe modele mici din stiplex (fig. 2).

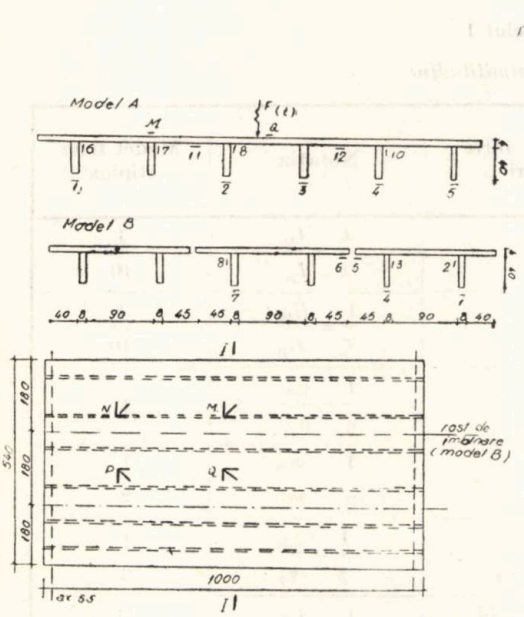


Fig. 2.—Prezentarea modelelor: *a*—dispunerea mărcilor tensometrice în secțiunea *I*—*I*; *b*—vedere de sus.

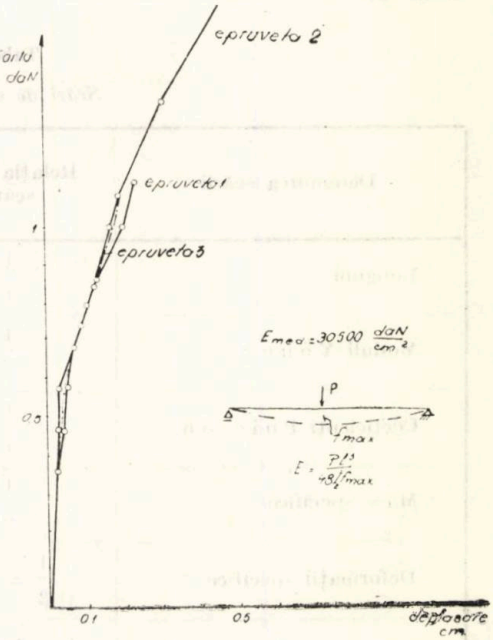


Fig. 3.—Diagrama $P - f_{max}$ determinată experimental pentru stiplex.

Modulul de elasticitate longitudinal al materialului folosit la confecționarea modelului s-a determinat solicitînd la încovoiere epruvete de dimensiuni reduse, diagramele caracteristice forță — deplasare ale acestora fiind reprezentate în fig. 3.

Au fost studiate două categorii de modele: a) tip *A*, care au placa continuă și corespund structurii reale alcătuită din elemente suprabetonate (2,0×12,0 m) cu îmbinări ce asigură conlucrarea spațială a ansamblului; b) tip *B*, care s-au obținut prin asamblarea grinzilor II și corespund structurii reale cu legături de continuitate imperfecte între fîșii (fig. 2).

Schema statică pe baza căreia au fost încercate modelele corespunde unei simple rezemări pe laturile scurte, laturile lungi putînd să se deplaseze liber.

La modelul tip *B* s-au prevăzut legături de continuitate care pot prelua momente încovoietoare și de torsiune.

Forța perturbatoare armonică, cu frecvența variind între 15 și 50 Hz, a fost aplicată în centrul planșeului. Deformațiile specifice ale nervurilor au fost înregistrate cu ajutorul traductorilor tensometrici rezistivi ce aveau rezistența de 118 Ω.

În cele ce urmează se prezintă rezultatele încercărilor efectuate, valorile măsurate în timpul experimentării fiind transformate în mărimi echivalente pentru structura reală cu ajutorul scărilor de similitudine din tabelul 1.

Tabelul 1

Scări de similitudine

Denumirea scării	Relația între scări	Notația	Model fizic stiplex
Lungimi	$\frac{1}{\lambda}$	$\frac{1}{\lambda}=\frac{l_m}{l_p}$	$\frac{1}{10}$
Moduli Young	$\frac{1}{\zeta}$	$\frac{1}{\zeta}=\frac{E_m}{E_p}$	$\frac{1}{10}$
Coeficienți Poisson	$\frac{1}{\eta}$	$\frac{1}{\eta}=\frac{\mu_m}{\mu_p}$	1
Mase specifice	$\frac{1}{\mu}$	$\frac{1}{\mu}=\frac{m_m}{m_p}$	$\frac{1}{2}$
Deformații specifice	$\frac{1}{\beta}=\frac{\zeta}{\lambda\mu}$	$\frac{1}{\beta}=\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_p}$	$\frac{1}{2}$
Timp	$\frac{1}{\theta}=\frac{1}{\lambda}\sqrt{\frac{\zeta}{\mu}}$	$\frac{1}{\theta}=\frac{t_m}{t_p}$	$\frac{1}{4{,}5}$
Eforturi unitare	$\frac{1}{\gamma}=\frac{1}{\mu\lambda}$	$\frac{1}{\gamma}=\frac{\sigma_m}{\sigma_p}$	$\frac{1}{20}$
Accelerații	$\frac{1}{s}=\frac{\mu\lambda}{\beta\zeta}$	$\frac{1}{s}=\frac{9m}{9p}$	1
Viteze	$\frac{1}{v}=\frac{1}{\lambda}\sqrt{\frac{\zeta}{\mu}}$	$\frac{1}{v}=\frac{V_m}{V_p}$	$\frac{1}{4{,}5}$
Forțe concentrate	$\frac{1}{\varphi}=\frac{1}{\lambda^3\mu}$	$\frac{1}{\varphi}=\frac{F_m}{F_p}$	$\frac{1}{2.10^3}$
Deplasări	$\frac{1}{\alpha}=\frac{\rho}{\lambda^2\mu}$	$\frac{1}{\alpha}=\frac{W_m}{W_p}$	$\frac{1}{20}$

3. Interpretarea rezultatelor experimentale

Din analiza rezultatelor experimentale obținute se observă că fenomenul de rezonanță apare la frecvența de 6,7 Hz, în cazul cînd este prevăzută o suprabetonare și la frecvența de 9,7 Hz, pentru planșeul alcătuit în ipoteza existenței unor legături de continuitate imperfecte.

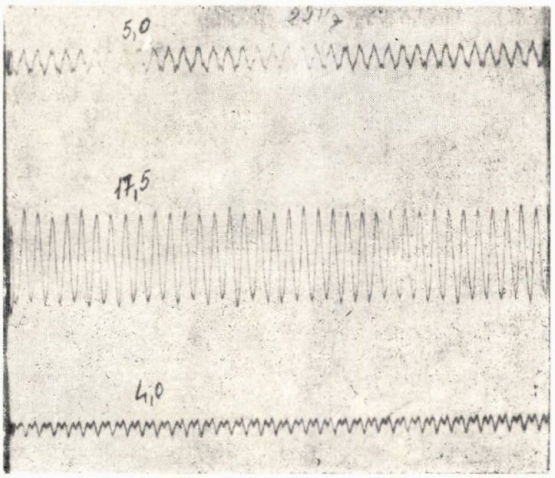


Fig. 4.—Deformaţii specifice înregistrate în punctele *1*, *2*, *3*, frecvenţa 22 Hz, pe modelul A.

Perioada modului fundamental de vibrație a fost de 0,119 sec pentru planșeul de tip *A* și de 0,106 sec pentru al doilea tip de planșeu.

În timpul încercărilor s-au obținut fotogramele deformațiilor specifice, o înregistrare tip fiind prezentată în fig. 4.

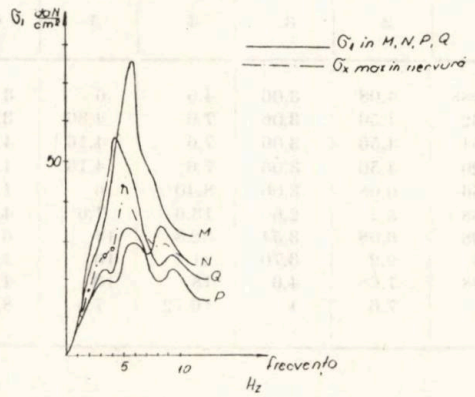


Fig. 5. — Variația tensiunilor principale în placă funcție de frecvență pentru planșeul tip *A*.

Evaluarea stării de tensiuni din placă a arătat că la aceeași pulsație a forței perturbatoare, eforturile în planșeul *A* ating în medie valori de 1,3 ori mai mari comparativ cu cele din planșeul de tip *B*.

Suprapunerea efectelor de încovoiere generală a plăcii cu cea a nervurii conduce la apariția unor eforturi unitare normale maxime la fața superioară a plăcii, în dreptul nervurilor învecinate punctului de aplicație al forței armonice perturbatoare (fig. 5). Valoarea acestor eforturi este în unele cazuri cu circa 50% mai mare decît efortul maxim din nervura corespunzătoare.

La frecvențe joase eforturile maxime din nervurile centrale au rezultat de trei ori mai mari în cazul planșeului *A* și de șase ori mai mari pentru planșeul tip *B* decît eforturile maxime determinate în nervurile extreme adiacente marginii libere (tabelele 2 și 3).

Tabelul 2

Eforturi unitare $\pm \sigma_x \left[\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}\right]$ *pentru planșeul din element TT cu suprabetonare (tip A)*

Marca / Frecv. Hz	1	2	3	4	5	6	8	9	10	11	12
3,56	4,6	26	7,6	12,4	7,6	5	4,2	4,2	3,04	6,04	7,6
4,90	6	26,8	7,8	18,4	15,2	5,12	4,68	4,8	3,2	5,72	7,68
6,70	11	46	12,2	18,4	27,6	3	6	8	2,24	6	9,2

Tabelul 3

Eforturi unitare $\pm \sigma_x \left[\frac{daN}{cm^2}\right]$ *pentru planșeul din elemente TT (tip B) fără suprabetonare*

Marca / Frecv. Hz	1	2	3	4	5	6	7	8
3,56	3,088	4,08	3,06	4,6	6	3	21	6,60
4,50	4,32	4,56	3,06	7,6	4,36	3,76	23	6,60
5,10	3,64	4,56	3,06	7,6	4,16	4,16	21,8	7,12
5,60	3,20	4,56	3,06	7,6	4,16	4,16	24,4	6,60
6,70	4,56	6,08	3,06	8,40	6	4,16	30,6	6,60
7,80	6,08	5,2	2,6	13,6	7,6	4,16	39,6	6,60
8,90	6,08	6,08	3,54	32,8	14	6	40	8,24
9,40	19,8	9,2	3,70	21,4	10	4,56	47,2	10,2
10	15,68	7,68	4,6	18	10	4,56	31,6	8,24
11,20	14	7,6	4	16,72	7,6	8,24	40	8

La rezonanță pe direcția transversală se constată că diferența menționată dintre eforturile din nervuri scade. Astfel eforturile maxime din nervura centrală ating valori de 1,5 ... 2,5 ori mai mari decît cel din nervura marginală.

Primită la 18 mai 1974

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor

BIBLIOGRAFIE

1. Buzdugan Gh., *Măsurarea vibrațiilor mecanice.* Ed. Tehn., Buc., 1964.
2. Ifrim M., *Analiza dinamică a structurilor și inginerie seismică.* EDP, Buc., 1973.
3. Nowacki W., *Dinamica sistemelor elastice,* (trad. din l. polonă). Ed. Tehn., Buc., 1971.
4. Tabarrok B. a. o., *On the Generalization of Stress Function Procedure for Dynamic Analysis of Plates.* Internat. J. for Numerical Methods in Eng., **5**, *4*, 523—542 (1969).
5. Timoshenko S., *Teoria plăcilor plane și curbe,* (trad. din l. engleză). Ed. Tehn., Buc., 1968.
6 * * * Тр. VI Всесоюзной Конференций по теории оболочек и пластинок. Изд. ,,Наука'',М. 1966.

EXPERIMENTAL DYNAMIC RESEARCHES OF FLOOR SYSTEMS

(Summary)

The paper presents the experimental dynamic researches on perspex small-scale models of floor systems consisting of slabs reinforced by ribs fixed to one side of the slab.

There were two types of models to be analysed, in order to specify the efect of imperfect connections on the stress state of the plate.

A concentrated dynamic load was applied to the center of the plate surface. The dynamic response of the model was recorded by mean of electrical gauges.

The models were simply supported on the short sides and free on the other ones. Is to be noted that the experimental researches are of considerable efectiveness for dynamic analysis of plates.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 1–2, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C.D. 624.04

DÉPLACEMENTS DES POUTRES PRÉTENSIONNÉES

PAR

DAN PRECUPANU

1. Dans un travail antérieur [2] on a montré que dans les calculs on peut remplacer une poutre métallique prétensionnée par une poutre nonprétensionnée équivalente.

En partant de cette constatation c'est très important à savoir comment cette substitution peut différencier entre eux les deux éléments sous l'aspect des déplacements produits par de la charge extérieure.

2. On considère une poutre prétensionnée et sa poutre équivalente, soumise à une même charge extérieure (fig. 1 *a* et 1 *b*).

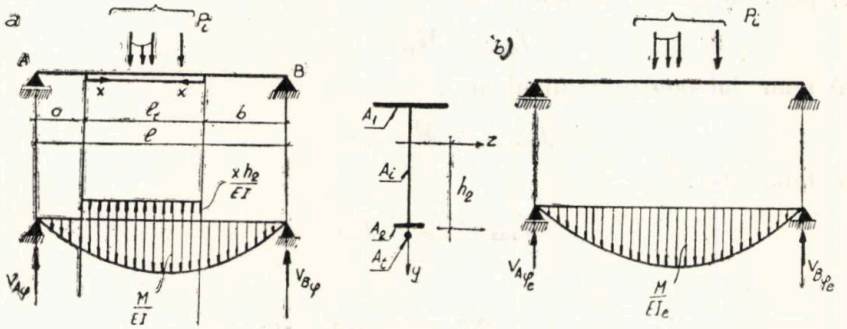


Fig. 1

Les rotations des sections des extrémités de la poutre prétensionnée sont :

$$\varphi_A = V_{A\varphi} \quad \text{et} \quad \varphi_B = V_{B\varphi} \tag{1}$$

tandis que celles de la poutre équivalente peuvent être determinées par les relations :

$$\varphi_{Ae} = V_{A\varphi_e} \quad \text{et} \quad \varphi_{Be} = V_{B\varphi_e}. \tag{2}$$

La rotation de la section de la poutre prétensionnée peut être considérée comme une superposition de deux effets, à savoir : a) la rotation produite dans le système isostatique (sans tirant) par la chearge extérieure, φ_{AP} et b) la rotation produite par l'effort du tirant, φ_{AX}.

Il en résulte :

$$\varphi_A = \varphi_{AP} + \varphi_{AX} . \tag{3}$$

Mais

$$\varphi_{AP} = \varphi_{Ae} \frac{I_e}{I} \quad \text{et} \quad \varphi_{AX} = -\frac{Xh_2\, l_t(2b + l_t)}{2EIl} . \tag{4, 5}$$

Si l'on note par :

$$\frac{l_t}{l} = K_t , \tag{6}$$

les relations (3) ...(5) dannent les expressions :

$$\varphi_A = \varphi_{Ae} \frac{I_e}{I} - \frac{Xh_2(2b + l_t)}{2EI} K_t \tag{7}$$

et :

$$\varphi_B = \varphi_{Be} \frac{I_e}{I} - \frac{Xh_2(2a + l_t)}{2EI} K_t . \tag{8}$$

Selon le modèle ci-dessus la flèche maximum peut être écrite comme suit :

a) pour la poutre prétensionnée :

$$f_{\max} = M_{\max \varphi} ;$$

b) pour la poutre équivalente :

$$f_{\max,\, e} = M_{\max \varphi, e} .$$

Compte tenu que :

$$f_{\max} = f_p + f_x , \tag{9}$$

où

$$f_p = f_{pe} \frac{I_e}{I}, \quad f_x = -\frac{Xh_2}{2EI} [x_0 K_t (2b + l_t) - (x_0 - a)^2], \tag{10}$$

il en résulte :

$$f_{\max} = f_{pe} \frac{I_e}{I} - \frac{Xh_2}{2\,EI} [x_0 K_t (2b + l_t) - (x_0 - a)^2]. \tag{11}$$

Ici x_0 représente l'abscisse de la section où la flèche est maximum, mesurée à partir de l'extrémité gauche de la poutre.

Si les charges sont symétriques, alors :

$$\varphi_A = \varphi_B = \varphi_0, \quad x_0 = \frac{l}{2}, \quad a = b = \frac{l - l_t}{2}$$

et les relations (7), (11) deviennent :

(12) $$\varphi_0 = \varphi_{0e}\frac{I_e}{I} - \frac{Xh_2}{2EI}l_t \quad \text{et} \quad (13) \qquad f_{\max} = f_{pe}\frac{I_e}{I} - \frac{Xh_2 l_t}{8EI}(2l - l_t),$$

que l'on peut écrire sous la forme plus compacte :

(14) $$\varphi_0 = K_\varphi \varphi_{0e} \quad \text{et} \quad (15) \quad f_{\max} = K_f f_e .$$

où φ_{0e} et f_e représentent la rotation et la flèche déterminées sur la poutre équivalente et les coefficients K_φ et K_f sont donnés par les relations :

(16) $$K_\varphi = \frac{I_e}{I} - \frac{Xh_2 l_t}{2\varphi_{0e} EI}, \qquad (17) \qquad K_f = \frac{I_e}{I} - \frac{Xh_2 l_t}{8 f_e EI}(2l - l_t).$$

3. Dans les relations (16), (17) les valeurs I_e, φ_{0e}, f_e, l sont constantes pour une certaine hypothèse de chargement. En échange, I, X h_2, l_t dépendent des dimensions de la section de la poutre prétensionnée, c'est-à-dire du rapport où l'aire de la semelle tendue de la section équivalente est divisée entre l'aire du tirant et l'aire de la semelle tenue de la poutre prétensionnée. Des relations (16) et (17) il résulte que si l'on choisit d'une manière covenable la proportion entre la section du tirant et la section de la semelle tendue, il y a la possibilité que les déplacements φ_0 et $f_{\max}$, des deux éléments (prétensionné et nonprétensionné équivalent), soient égaux. On va examiner ci-dessous cet aspect du problème pour la section double T.

Si l'on considère deux types quelconques de sections, notés par I et II (tableau 1), alors de la section équivalente, notée par E, on peut obtenir les sections prétensionnées $P_1 \ldots P_6$. Celles-ci diffèrent du point de vue géométrique seulement par l'extension de la zone tendue A_2.

Pour ces sections le rapport A_{te}/A_{2e} contient le domaine des valeurs possibles en pratique [0, 1,00] qui correspondent à la section nonprétensionnée équivalente et à celle prétensionnée pour laquelle l'effort de traction de la semelle est pris exclussivement par le tirant. On arrive dans ce cas limite à une section T.

Pour chaque type de section on a déterminé des caractéristiques statiques nécessaires (la position du centre de surface, le moment quadratique, le module de résistance) ainsi que l'effort de traction du tirant et le moment fléchissant capable, en considérant pour l'acier de la poutre la résistance admissible $\sigma_a = 1\,500$ kgf/cm^2. Pour pouvoir multiplier ces résultats, les types de sections I et II ont été individualisés seulement du point de vue de la sveltesse de l'âme, à savoir : a) type I — $h_i/t_i = 100$, b) type II — $h_i/t_i = 150$. Mais, pour tous les deux types, toutes les dimensions géométriques sont exprimées en fonction du paramètre t, qui a été inscrit dans le tableau 1 sous le symbole de la caractéristique statique calculée.

Donc, ces sections contiennent une infinité de sections d'un même type qui correspondent à toutes les valeurs du paramètre t.

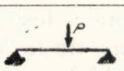
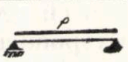
4. Pour le calcul des déplacements on a pris en considération deux hypothèses de chargement : a) une force concentrée P disposée au milieu de la poutre, b) une charge d'intensité p uniformément distribuée.

Les valeurs des coefficients K_φ et K_f (les relations (16), (17)) sont présentées dans le tableau 2.

Tableau 1

Section	Type	Caractéristiques géometriques							Caract. méc.		Obs.
		A_1 t^2 cm^2	A_i t^2 cm^2	A_2 t^2 cm^2	I t^4 cm^4	W t^3 cm^3	h_2 t cm	$\frac{A_{te}}{A_{2e}}$	X $10^4 t^2$ tf	M_{cop} $10^6 t^3$ tfm	
I	E			50	333 300	6 660	50,00	0,00	—	100	
	P_1			45	320 460	6 200	51,28	0,10	7,50	93,0	
	P_2			40	307 000	5 820	52,64	0,20	15,00	87,0	
	P_3	50	100	30	276 900	5 000	55,56	0,40	30,00	75,0	
	P_4			20	245 000	4 170	58,80	0,60	45,00	62,5	
	P_5			10	207 900	3 330	62,50	0,80	60,00	50,0	
	P_6			—	166 600	2 500	66,66	1,00	75,00	37,5	
II	E			75	1 125 000	15 000	75,00	0,00	—	225,0	
	P_1			55	1 013 300	12 500	80,40	0,266	30,00	188,0	
	P_2			40	903 000	10 650	85,00	0,466	52,50	160,0	
	P_3	75	150	25	787 000	8 750	90,00	0,666	75,00	131,0	
	P_4			22,5	767 000	8 400	91,00	0,70	78,50	126,0	
	P_5			15	704 000	7 500	93,80	0,70	90,00	112,5	
	P_6			—	562 000	5 620	100,00	1,00	112,50	84,5	

Tableau 2

Section		Rotations				Flèches	
							
		K_t	K_φ	K_t	K_φ	K_f	K_f
I	E	—	1,00	—	1,00	1,00	1,00
	P_1	0,07	1,04	0,27	1,02	1,03	1,02
	P_2	0,13	1,06	0,36	1,03	1,05	1,03
	P_3	0,25	1,10	0,50	1,05	1,07	1,02
	P_4	0,375	1,08	0,615	1,02	1,03	0,99
	P_5	0,50	1,00	0,705	0,97	0,93	0,95
	P_6	0,625	0,76	0,805	0,80	0,72	0,85
II	E	—	1,00	—	1,00	1,00	1,00
	P_1	0,166	1,08	0,412	1,04	1,06	1,03
	P_2	0,29	1,10	0,536	1,05	1,065	1,01
	P_3	0,42	1,07	0,642	1,02	1,01	0,99
	P_4	0,44	1,06	0,662	1,00	0,99	0,98
	P_5	0,50	1,00	0,707	0,97	0,93	0,95
	P_6	0,624	0,75	0,79	0,92	0,72	0,88

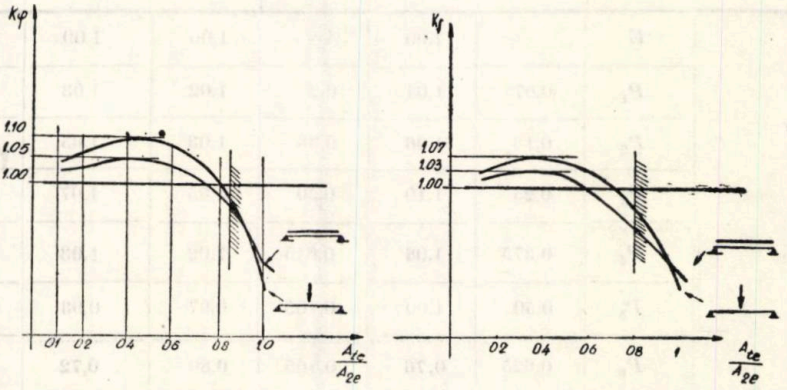
En examinant ces résultats on peut constater que :

a) Sous la même charge extérieure, les diagrammes de variation des coefficients K_φ et K_f se superposent pour les deux types de sections *I* et *II* donc, la forme de la section ne modifie d'une manière essentielle les valeurs des déplacements calculées.

b) Les valeurs des coefficients K_φ et K_f dépendent du rapport A_{te}/A_{2e}, c'est-à-dire du „degré de prétensionnement" de la section. Pour des valeurs petites de ce coefficient (des prétensionnements réduits), les éléments prétensionnés sont plus flexibles que les éléments nonprétensionnés équivalents. Par contre, l'emploi des grands prétensionnements conduit à des éléments plus rigides que les éléments équivalents correspondants.

c) Les valeurs surunitaires des coefficients K_φ et K_f ne dépassent pas 1,1, mais les valeurs sousunitaires descendent jusqu'à 0,72. Donc la rigidité d'un élément prétensionné ne garde pas les mêmes limites de variation dans le sens positif et négatif des valeurs respectives.

d) Dans le cas de la charge distribuée, les graphiques sont plus aplatisés que ceux qui correspondent au cas de la charge à force concentrée. Donc l'uniformisation de la charge extérieure conduit à une meilleure superposition des déplacements des deux éléments (fig. 2).



a *b*

Fig. 2

e) Pour les prétensionnements des poutres métalliques qui correspondent à des valeurs du rapport $A_{te}/A_{2e}=0{,}5 \ldots 0{,}8$, les différences entre le déplacement calculé pour l'élément prétensionné et celui nonprétensionné équivalent sont de maximum 8%, pour le cas d'une charge concentrée et plus petites (3 ... 5%) pour les autres charges. Il faut remarquer que pour les sections P_5 (qui correspondant à la valeur $A_{te}=A_{2e}=0{,}8$), si l'on néglige l'effet de l'autotension, on obtient, dans la phase de prétension du tirant, les efforts extrêmes suivants dans la poutre :

a) Type *I* $$|\sigma_{max}| = -\frac{60\,000}{160} - \frac{60\,000 \cdot 62{,}5}{3\,330} = -1\,500 \text{ daN/cm}^2.$$

b) Type *II* $$|\sigma_{max}| = -\frac{90\,000}{240} - \frac{90\,000 \cdot 93{,}8}{7\,500} = -1\,500 \text{ daN/cm}^2.$$

Donc le pourcentage optimum qui permet à passer d'une section équivalente à celle prétensionnée est :

$$\frac{A_{te}}{A_{2e}} \approx 0{,}8.$$

Pour cette valeur de ce rapport le calcul de rigidité pour les deux poutres (prétensionnée et nonprétensionnée équivalente) conduit à des résultats qui coïncident, avec des erreurs négligeables.

Par conséquent, pour le cas des éléments prétensionnés, où le rapport entre l'aire du tirant et l'aire de la semelle tendue de la section de la poutre est compris entre 0,6 ... 0,85, les valeurs des déplacements réels de l'élément coïncident avec celles calculées en employant la méthode de la section équivalente, avec une approximation assez bonne (erreurs < 3 ... 5%).

Cette constatation permet l'extension de la méthode de calcul en employant la section équivalente de la poutre isostatique pour les structures hyperstatiques.

Reçue le 17 juin 1974

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Mecanique des Constructions

BIBLIOGRAPHIE

2. Precupanu D., *Metodă rapidă privind calculul grinzilor metalice presolicitate.* Bul. Inst. polit. Iași, XVII (XXI), *3—4* (1971).

DEPLASĂRI LA ELEMENTE PRETENSIONATE

(Rezumat)

Se analizează problema deplasărilor care apar la grinzile metalice cu secțiune dublu T, pretensionate cu tiranți rectilinii dispuși paralel cu talpa întinsă. Se ajunge la concluzia că echivalența care se poate face din punct de vedere al capacității de rezistență între grinda pretensionată și grinda nepretensionată corespunzătoare, nu este deplină și din punctul de vedere al deplasărilor. Dacă însă aria tirantului echivalent reprezintă 50...80% din aria tălpii întinse a secțiunii echivalente deplasările celor două grinzi diferă între ele cu 3...5%, încît pentru acest domeniu metoda secțiunii echivalente poate fi extinsă de la criteriu de rezistență și la criteriu de rigiditate.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 1—2, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C.Z. 624.07;624.01;621.87

TRAVERSE DIN BETON PRECOMPRIMAT PENTRU CĂILE DE RULARE ALE MACARALELOR

DE

ANATOLIE MIHUL, AUREL CUCIUREANU, N. FLOREA, MARCEL PATRAȘ și ANNE-MARIE ZĂICESCU

1. Introducere

Avînd în vedere acțiunea largă de înlocuire a lemnului cu alte materiale de construcții, un colectiv din cadrul catedrei de beton armat de la Institutul politehnic din Iași a inițiat un studiu privind proiectarea, executarea și experimentarea traverselor din beton preocomprimat pentru căile de rulare ale tipurilor reprezentative de macarale întîlnite pe șantierele de construcții-montaj din țara noastră.

2. Concepția de alcătuire a elementelor căii de rulare

Infrastructura căii de rulare (sistemul șină — traversă) a fost concepută în două variante principial deosebite : a) șină metalică dispusă pe traverse precomprimate (rezemare discontinuă — fig. 1) ; b) șină metalică așezată pe panouri precomprimate dispuse în lungul căii (variantă în curs de studiu — fig. 2).

În cadrul sistemului de traverse dispuse perpendicular pe traseul șinei, ținînd cont de condițiile de montare a căilor de rulare în țara noastră, s-a urmărit ca greutatea traverselor să fie cît mai mică. Acest deziderat a fost atins prin limitarea lungimii traverselor la 1,0 ... 1,40 m și adoptarea unei secțiuni transversale U și de formă dreptunghiulară, cu înălțimea variabilă în lungul celor două console.

În analiza modului de alcătuire a căii de rulare s-a plecat de la zece tipuri de utilaj, cu caracteristici de ridicare variate, rezolvîndu-se problema în funcție de ecartament și anume :

a) Pentru ecartamente mici, cuprinse între 980 și 1 600 mm (pentru macaraua autopropulsată BK-1 000, macaraua turn de 40 tf, 15 BK 405 sau macarale turn TDK IV-V 62) este necesar a se utiliza un singur șir de traverse cu doi blocheți.

b) Pentru ecartamente mari, cuprinse între 3 800 și 4 000 mm (macarale turn tip MT-40, MT-100 sau ZBA-60 tf, macarale turn autopropulsate SBK-1, SBKSM-3 și 23 August), calea de rulare este alcătuită din două și-

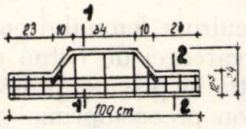
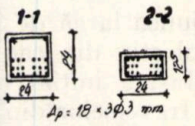
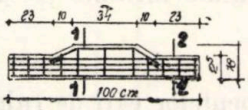
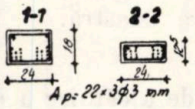
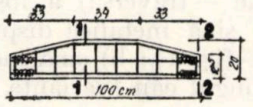
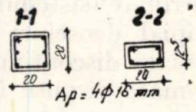
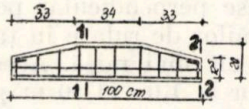
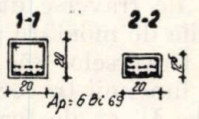
ruri de traverse scurte (cu un singur blochet) legate din loc în loc cu elemente de fixare care asigură rigidizarea transversală a întregii căi.

c) Pentru ecartamente foarte mari, cuprinse între 7 500 și 10 000 mm (macaraua turn SBK 40-15 sau BK-300) calea este alcătuită din două șiruri de traverse scurte, cu un singur blochet, fără elemente de distanțare.

Pentru alcătuirea căilor de rulare clasificate mai sus, s-au studiat patru variante de traverse pentru macarale portal (prezentate în tabelul 1)

Tabelul 1

Caracteristici ale traverselor pentru macarale portal

Varianta	Profil longitudinal (1 : 20)	Secțiuni (1 : 20)	Distanța între traverse cm	Tipul macaralei	Sarcina de calcul tf
I Armare cu SBP-I			100	25 tf-42(32)	16
			62,5	K30-32E	
II Armare cu SBP-I			100	K30-32E	20
			62,5	KS50-42	
III Armare cu PC 90			100	K30-32E	20
			62,5	KS50-42	
IV Armare cu Bi-stahl			100	K30-32E	20
			62,5	KS50-42	

și șase variante pentru macarale turn (redate în tabelul 2). În afara acestora s-au studiat și două tipuri de traverse cu secțiunea în uluc : traversa scurtă (1 m lungime), cu rolul de transmitere a sarcinilor la teren (fig. 3 *a*) și traversa lungă (4,60 m lungime), cu rolul de a asigura rigidizarea transversală a întregii căi (fig. 3 *b*).

Întrucît greutatea mare a traversei de 4,60 m conduce la dificultăți de manipulare și montare, s-a analizat și posibilitatea alcătuirii ei din patru elemente ce urmează a fi asamblate la fața locului prin precomprimare cu ajutorul a două bare din oțel PC 90, ∅ 16 mm, filetate la capete (fig. 3 *c*).

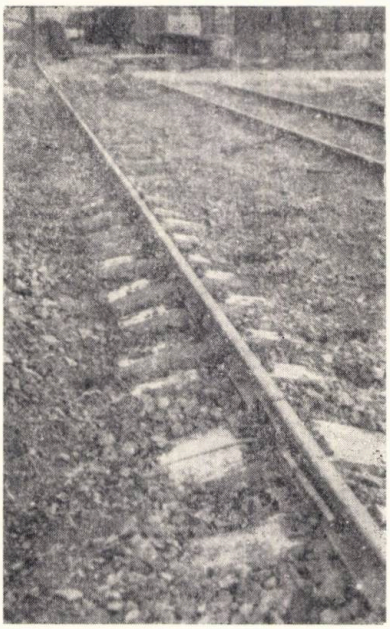


Fig. 1. — Șină pe traverse din beton precomprimat.

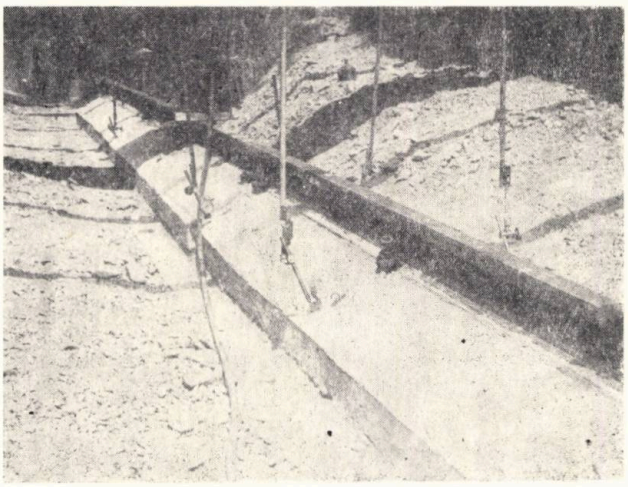
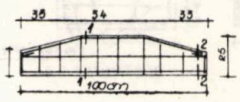
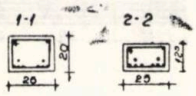
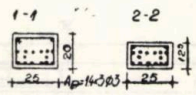
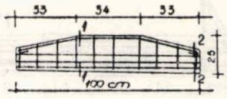
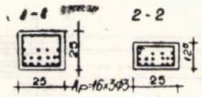
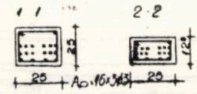
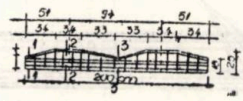
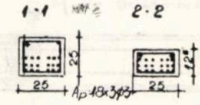
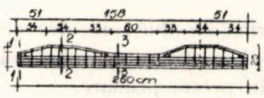
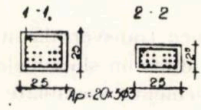


Fig. 2. — Șină pe plăci longitudinale din beton precomprimat.

Tabelul 2

Caracteristici ale traverselor pentru macarale turn

Varianta	Profilul longitudinal	Secțiuni	Distanța între traverse cm	Tipul macaralei	Sarcina de calcul tf
I			70	SBK-1, SBKSM-3, 23 August	10
II			60	6tf, ZB-45A	15
III			60	Turn 25tf--12m BK 300	20
IV			60	SBK 40-15	25
V			40	TDKIV--V/62	25
VI			62,5	BK-1000 Turn 40 tf 15BK-405	25

3. Ipoteze luate în considerație la proiectarea traverselor

Pentru stabilirea încărcărilor transmise de șină la traverse s-au folosit linii de influență trasate în conformitate cu teoria grinzilor continue sprijinite pe mediu elastic, valorificîndu-se aceste linii de influență corespunzător convoiului de sarcini concentrate dat de fiecare tip de macara. Sarcina concentrată maximă transmisă de șină la traversă, determinată în acest mod, a fost multiplicată cu un coeficient dinamic cu valoarea 1,05 — pentru viteze de deplasare sub 10 km/oră și cu un coeficient de supraîncărcare

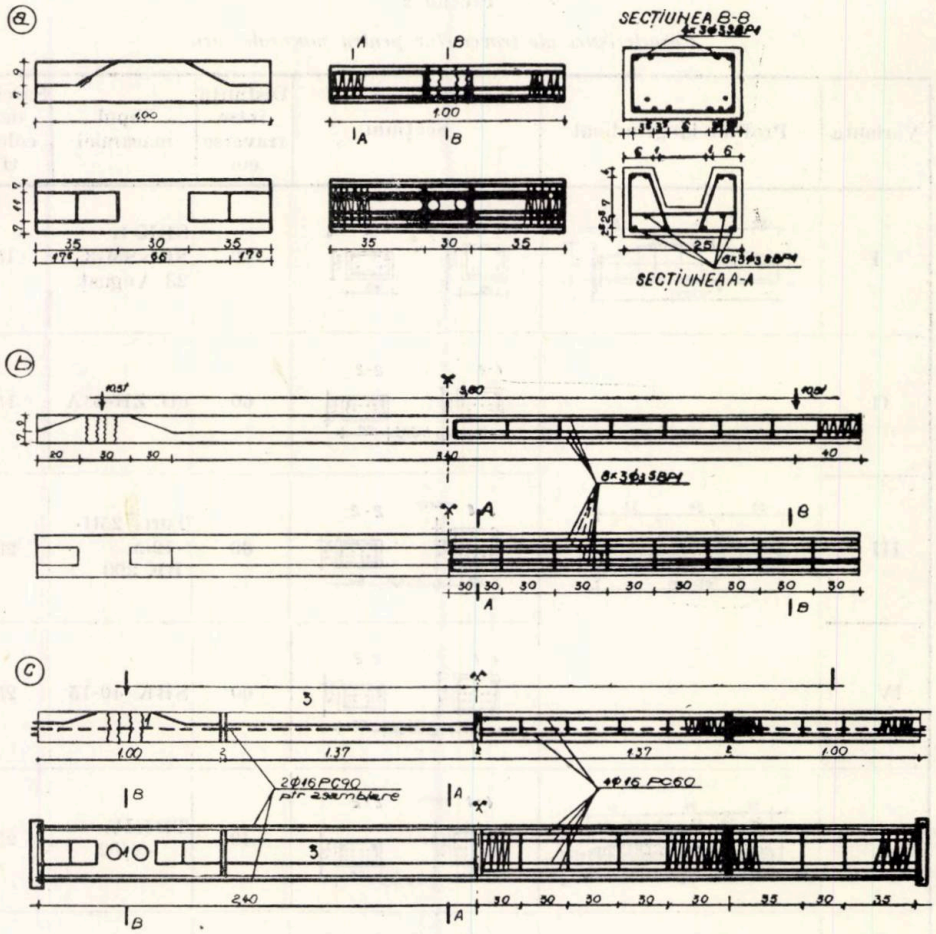


Fig. 3. — Traverse cu secțiunea transversală în formă de uluc : *a* — traversă scurtă, *b* — traversă lungă realizată dintr-un singur element, *c* — traversă lungă realizată din patru elemente asamblate prin precomprimare.

cu valoarea 1,1, coeficient care ia în considerație creșterea încărcării ca urmare a unor abateri constructive.

Pentru dimensionarea traverselor scurte s-a luat în considerație ipoteza unei distribuții uniforme a presiunilor pe teren ; rezultatele experimentale au confirmat faptul că aproximația făcută nu se îndepărtează de realitate.

Armătura pretensionată a fost realizată din sîrme împletite SBP 1, oțel PC 90 și oțel Bi (v. tabelele 1 și 2).

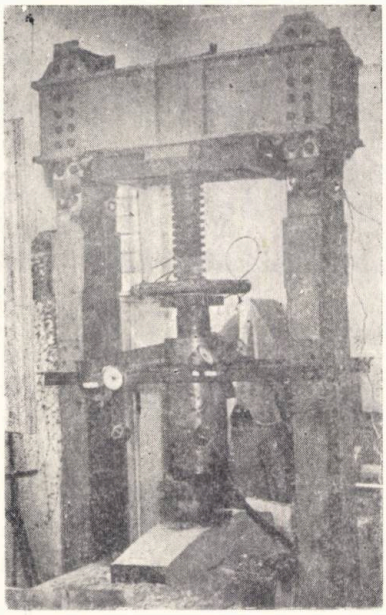


Fig. 4. — Instalații pentru încercarea traverselor.

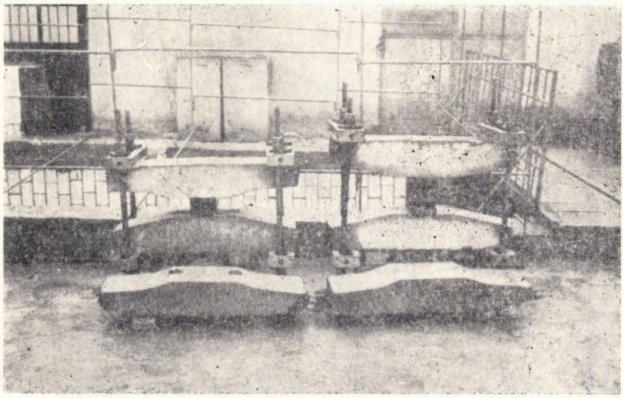


Fig. 5. — Traverse pregătite pentru încercarea la coroziune.

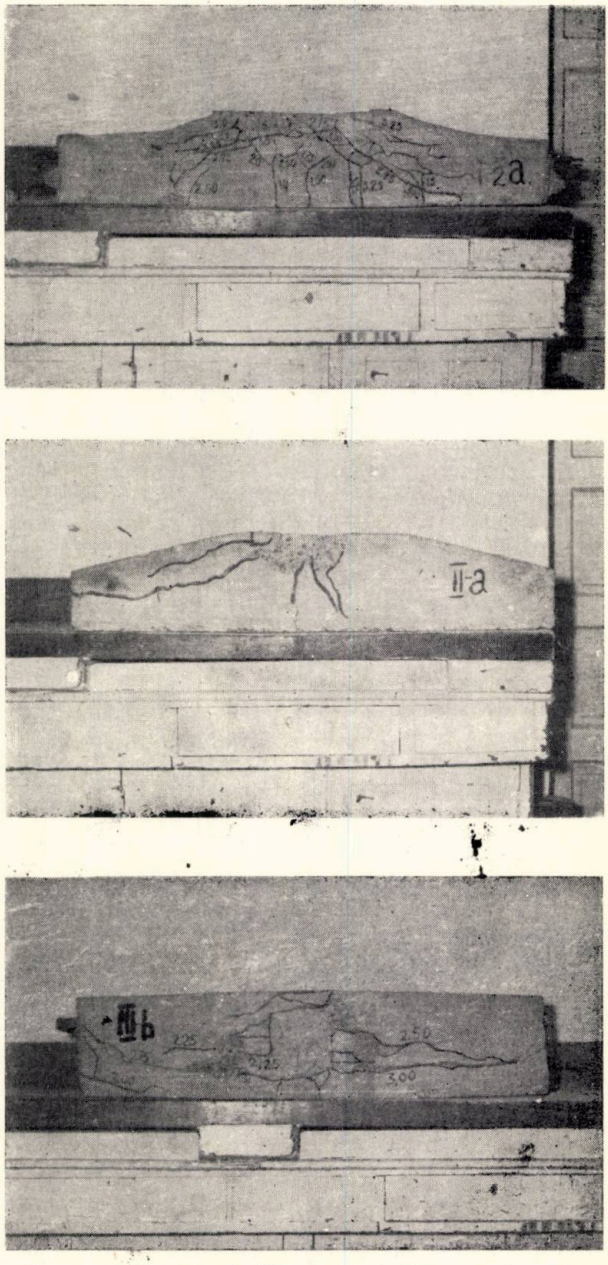


Fig. 6. — Spectru de fisuri : *a* — pentru un element armat cu 22 Ø 3, *b* — pentru un element armat cu PC 90, *c* — pentru un element armat cu Bi 69.

4. Executarea și experimentarea traverselor

Prototipurile de traverse destinate studiului experimental au fost executate pe standul de precomprimare al facultății de construcții din Iași, tensionarea armăturilor făcîndu-se în grup. Avînd în vedere lungimea redusă a traverselor precomprimate s-au luat măsuri adecvate pentru îmbunătățirea conlucrării între beton și armătură și pentru evitarea lunecării armăturilor, dispunîndu-se frete și plase de sîrmă moale la grupurile de sîrme împletite, respectiv eclise sudate la barele de oțel PC 90.

Experimentările s-au efectuat prin încărcarea traverselor cu o sarcină concentrată dispusă în poziția șinei de rulare, asigurîndu-se rezemarea traversei pe un mediu similar cu cel din exploatare (fig. 4).

Criteriile pe baza cărora s-a analizat comportarea traverselor sînt următoarele : a) limita deformațiilor elastice, pînă la apariția fisurilor ; b) curba caracteristică încărcare — deformație ; c) modificarea rigidității traverselor funcție de treapta de încărcare ; d) apariția, formarea și dezvoltarea fisurilor ; e) modul de comportare al zonelor de ancorare ; f) caracterul pierderii capacității de rezistență.

Încercarea traverselor sub acțiunea sarcinilor statice a fost condusă după următorul program : încărcare în patru trepte pînă la sarcina de exploatare (de calcul), descărcare, încărcare pînă la sarcina de fisurare, descărcare și încărcare pînă la sarcina de rupere.

Paralel cu studiul comportării sub sarcinile de exploatare s-a studiat și acțiunea agenților corozivi asupra traverselor sub sarcină utilizîndu-se stația de încercări la coroziune a catedrei. S-a căutat a se stabili influența exercitată de prezența fisurilor asupra acțiunii ionilor de clor. În acest scop, cîteva perechi de traverse menținute sub sarcină constantă, cu ajutorul unor juguri și piese metalice de distanțare (fig. 5), au fost imersate ciclic într-un mediu cu ioni de clor, asigurîndu-se aerarea permanentă în vederea reducerii efectului de pasivare. Ulterior, aceste traverse au fost încercate sub acțiunea sarcinilor statice, în vederea comparării lor cu elementele martor.

Pentru a urmări comportarea traverselor în condițiile reale de exploatare, s-a executat un tronson experimental de cale de rulare pentru o macara K 30-32-E, pe șantierul CET Iași.

5. Analiza rezultatelor experimentale

În tabelul 3 sînt prezentate sintetic valorile medii ce caracterizează comportarea diferitelor tipuri de traverse sub acțiunea încărcărilor statice. Din analiza acestor date se desprind următoarele observații:

1° Săgeata medie înregistrată sub sarcina de exploatare este cuprinsă între $l/1\,540$ și $l/475$. La traversele precomprimate cu lițe împletite $3\varnothing 3$ mm SBP 1, săgeata medie este cuprinsă între limitele 0,065 cm și 0,160 cm (respectiv $l/1\,540$ ... $l/625$), în timp ce săgeata înregistrată la elementele precomprimate cu oțel PC 90 și Bi-sthal a fost mai mare ($l/635$, respectiv $l/475$).

2° La elementele precomprimate cu liţe 3∅3 mm (excepţie traversa tip I pentru macarale turn care a avut armătură mai puţină), săgeata remanentă după primul ciclu încărcare — descărcare prezintă valori acceptabile.

3° La descărcarea traverselor de la sarcina de exploatare, pentru toate tipurile de traverse s-au obţinut săgeţi remanente cu mărimea cuprinsă între 0,01 şi 0,04 cm, sub limitele admise de norme (10% din săgeata de exploatare ar corespunde unei valori de 4...5 ori mai mare faţă de valorile înregistrate la încercări).

4° Pentru toate traversele solicitate pînă la sarcina de exploatare nu au apărut fisuri, analiza curbelor caracteristice permiţînd să se aprecieze o comportare practic elastică, în special pentru elementele armate cu o sîrmă împletită SBP 1.

Tabelul 3

Caracteristici de rezistenţă şi de deformaţie a traverselor încercate

Tipul de macara	Varianta	Sarcina de fisurare tf	Coeficient de siguranţă C_f	Sarcina de rupere P_r tf	Deformaţii medii la mijlocul traversei (la blochet) [cm]					Sarcina de exploatare tf
					La scara de exploatare		Săgeata remanentă	Săgeata la fisurare	Săgeata la rupere	
					încărc. I	încărc. II				
Portal	*I* $A_p = 18 \times 3 \varnothing 3$ SBP	36,0	2,25	74,40	0,066	0,068	0,010	0,134	0,950	16,0
	II $A_p = 22 \times 3 \varnothing 3$ SBP	30,0	1,50	72,50	0,070	0,048	0,010	0,080	0,800	20,0
	III $A_p = 4 \varnothing 16$ PC 90	36,7	1,83	66,70	0,157	0,165	0,007	0,210	0,900	20,0
	IV $A_p = 6 \times$ Bi 69 oţel Bi	25,0	1,25	40,0	0,210	0,230	0,035	0,335	1,075	20,0
Turn	*I* $A_p = 8 \times 3 \varnothing 3$	25,0	2,50	62,5	0,090	—	0,015	0,235	0,405	10,0
	II $A_p = 14 \times 3 \varnothing 3$	30,0	2,00	70,0	0,100	—	0,015	0,210	0,850	15,0
	III $A_p = 16 \times 3 \varnothing 3$	35,0	1,75	85,0	0,110	—	0,020	0,215	0,925	20,0
	IV $A_p = 16 \times 3 \varnothing 3$	30,0	1,20	90,0	0,100	—	0,020	0,200	1,190	25,0
	V $A_p = 18 \times 3 \varnothing 3$	30,0	1,20	80,0	0,095	—	0,015	0,160	0,836	25,0
	VI $A_p = 20 \times 3 \varnothing 3$	30,0	1,20	80,0	0,090	—	0,007	0,125	1,220	25,0

5° Primele fisuri normale au apărut în zona centrală a pieselor pentru încercări corespunzătoare unor coeficienți de siguranță diferiți funcție de modul de armare (1,5 .... 2,5 pentru lițe SBP 1 și PC 90 și 1,2 ... 1,3 pentru oțel Bi).

6° Deschiderea fisurilor, la apariția lor, a fost cuprinsă între 0,05 ... ... 0,07 mm pentru traverse la macarale turn și 0,1 ... 0,15 mm la traverse pentru macarale portal armate cu Bi 69 și PC 90.

7° Distanțele între fisuri (după formarea celor normale) au variat, la elementele armate cu lițe SBP 1, între 5 și 7 cm, la traversele armate cu bare groase, între 10 și 15 cm și la traversele armate cu oțel Bi au fost de circa 10 cm (aproximativ egale cu distanța dintre scărițe). Spre capetele elementelor armate cu lițe SBP 1 nu au apărut fisuri, ceea ce indică o bună ancorare a armăturii pretensionate spre deosebire de traversele armate cu bare PC 90, la care, datorită lunecării barelor la transfer s-au dezvoltat ulterior atît fisuri înclinate (pentru încărcarea $2P_{expl}$) cît și fisuri longitudinale de despicare (pentru încărcarea 2,25 P_{expl}). Cel mai avantajos spectru de fisuri s-a obținut pentru armări cu sîrme împletite SBP 1 (fig. 6 *a*). La elementele armate cu PC 90 și la cele armate cu oțel Bi 69, fisurarea se declară prin apariția fisurilor de despicare la capete (fig. 6 *b* și *c*). Acestea progresează longitudinal într-o măsură mult mai mare, în cazul barelor PC 90, fenomen ce poate fi atribuit unor concentrări de tensiuni mari.

Evoluția fisurilor transversale pentru aceste două tipuri de armături este mai clară decît în cazul folosirii corzilor, în special, pe seama fisurilor apărute și mult mai puțin pe seama îndesirii acestora. Primul sistem de fisurare apărut a fost adeseori și ultimul, sistemele secundare apărînd doar sporadic sau deloc. Distanțele între fisuri sînt mult mai mari decît la traversele armate cu sîrme împletite, iar deschiderile fisurilor mai pronunțate.

8° Traversele executate cu secțiunea în formă de uluc, deși au cedat la un coeficient de siguranță de 3,4, prezintă o distribuție dezavantajoasă a fisurilor și o tendință accentuată de cedare prin acțiunea forței tăietoare. Fisurile longitudinale de despicare, care au apărut la circa 75% din sarcina de cedare, indică o distribuție mai dezavantajoasă a tensiunilor, care ar putea fi atribuite formei speciale a elementului.

9° Încercările la oboseală au arătat că după un ciclu de 3 000 000 încercări, elementele prezintă o comportare foarte bună.

Încercarea la coroziune a dovedit că la elementele încercate, care prezintă fisuri mai mari decît 0,05 mm, apar fenomene incipiente de corodare evidențiate prin apariția unor pete ușoare de rugină la suprafața elementului.

În cazul cînd fisurile prezentau o deschidere mai mică decît 0,05 mm, precum și la elementele neîncărcate nu a fost sesizat nici un indiciu aparent de coroziune în cadrul regimului de încercări adoptat (capetele armăturilor, după transfer, au fost acoperite).

6. Concluzii

Față de rezultatele obținute la experimentarea diferitelor tipuri de traverse precomprimate, se poate considera că sistemele armate cu sîrme împletite 3⌀3 sau 2⌀3 SBP 1 corespund cerințelor actuale și se pot utiliza la căile de rulare ale macaralelor folosite curent, cu condiția de a se asigura măsuri suplimentare pentru îmbunătățirea ancorării armăturilor în beton în zonele de capăt. Utilizarea unor bare cu profil periodic de tip PC, cu diametrul 10 ... 12 mm sau Sigma ar prezenta, în unele cazuri, obținerea unor soluții mai bune.

Primită la 17 mai 1974

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de beton armat

RECHERCHES SUR LES TRAVERSES EN BÉTON PRÉCONTRAINT POUR LES VOIES DE ROULEMENT DES GRUES

(Résumé)

On présente les résultats de l'étude effectuée sur un nombre de 12 types de traverses en béton précontraint pour les voies de roulement qui puissent déservir les plus représentatives types de grues (mât-grue et pont-grue) rencontrées sur les chantiers de construction-montage de notre pays.

On expose les principes fondamentaux du calcul et de l'exécution des éléments, on analyse en détail les données obtenues dans l'essai en régime statique et dynamique, ainsi que leur comportement dans un régime prolongé de travail sous l'action des charges de service.

On fait des considérations sur les avantages et les désavantages de chaque variante en recommandant la solution la plus raisonable.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 1–2, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ

C. Z. 624.01; 620.1; 539.5; 539.8; 669-159.8

CERCETĂRI EXPERIMENTALE PRIVIND INFLUENȚA FACTORILOR COROZIUNE, EFORT MECANIC, ECRUISARE ȘI ÎMBĂTRÎNIRE ASUPRA CAPACITĂȚII PORTANTE LA TRACȚIUNE, A PROFILELOR METALICE CU PEREȚI SUBȚIRI, FORMATE LA RECE

DE

VIRGIL FOCȘA, C. ȘERBESCU și P. LÖRINCZ

1. Introducere

Extinderea utilizării în construcții metalice industriale (hale, platforme) a profilelor cu pereți subțiri, fasonate la rece, impune studierea comportării în exploatare a acestor construcții sub acțiunea agenților corosivi din atmosferă. Toleranțele admise la degradările prin coroziune a profilelor cu pereți subțiri sînt mult mai reduse în comparație cu profilele obișnuite laminate la cald, micșorarea grosimii profilelor cu pereți subțiri afectînd sensibil capacitatea portantă a elementelor structurale respective. Un factor care influențează sensibil rezistența la coroziune și ca atare capacitatea portantă a profilelor cu pereți subțiri îl constituie procedeul de prelucrare la rece; experimental s-a stabilit că prelucrarea la rece coboară potențialul de electrod al metalului (o sîrmă de oțel trasă la rece are un potențial de electrod cu circa 40 mV mai coborît decît aceeași sîrmă supusă unui tratament termic la recoacere). Comportarea la coroziune este influențată negativ de fenomenul de ecruisare. Măsurători efectuate de diverși cercetători au arătat că solicitarea unui oțel pînă la nivelul limitei de elasticitate reduce potențialul de electrod al acestuia cu circa 130 mV.

2. Încercări efectuate și rezultate obținute

La Institutul politehnic din Iași s-au efectuat încercări pe epruvete neprotejate anticorosiv, solicitate la întindere, extrase din profile cu pereți subțiri, formate la rece, urmărindu-se stabilirea influenței următorilor factori: coroziune, efort mecanic, ecruisare și îmbătrînire, asupra capacității portante a epruvetelor. Debitarea epruvetelor din profilul [120 × 80 × 4 (OL-37-2-K) s-a realizat prin frezare, în timpul tăierii funcționînd instalația de răcire pentru a nu se altera structura din zona de tăiere. Epruvetele, cu

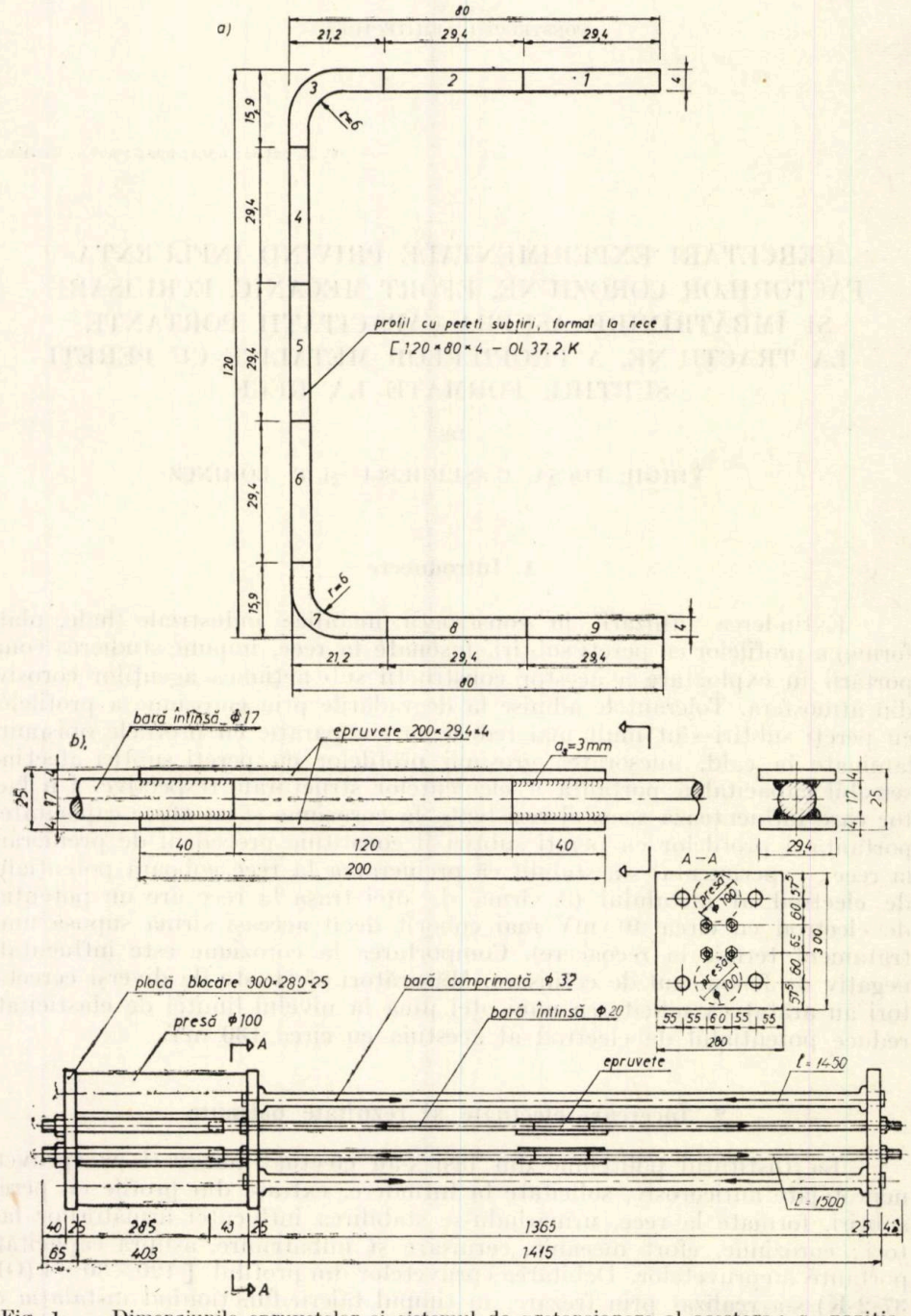


Fig. 1. — Dimensiunile epruvetelor și sistemul de pretensionare al acestora: *a*—poziția, dimensiunile și numerotarea epruvetelor, *b* — schema de pretensionare.

arii egale, au fost în prealabil pretensionate și apoi introduse în instalația de încercare la coroziune prin imersie ciclică [2]. Dimensiunile, ca și sistemul de pretensionare și încercare a epruvetelor, sînt prezentate în fig. 1. Datorită sistemului de pretensionare și blocare a epruvetelor efortul secțional rămîne constant pe parcursul încercării iar reducerea prin coroziune a dimensiunilor secțiunii transversale a epruvetelor implică creșterea treptată a valorii eforturilor unitare (simulîndu-se în acest mod situația reală întîlnită la unele construcții metalice expuse în exploatare acțiunii agenților corosivi la care protecția anticorosivă a fost, din diverse cauze, degradată local).

Soluția agresivă din cuva instalației a fost realizată din acid sulfuric cu o concentrație de 3,5%, durata de încercare fiind de 60 zile (16 ore/zi — imersie ciclică și 8 ore/zi — imersie statică).

Aprecierea influenței simultane a factorilor coroziune, nivel de solicitare mecanică, grad de ecruisare și îmbătrînire, s-a făcut pe baza determinării capacității portante la curgere a epruvetelor neexpuse și respectiv expuse acțiunii soluției agresive și tensiunii mecanice ; determinarea capacității portante la curgere s-a efectuat la solicitarea de tracțiune, folosind presa universală de încercări mecanice. Rezultatele încercărilor efectuate sînt prezentate în tabelul 1 (valorile absolute ale capacității portante la curgere a epruvetelor) și în tabelul 2 (valorile indicilor de variație a capacității portante, exprimate în procente, determinate pe tipuri de epruvete în funcție de valoarea absolută a capacității portante a epruvetelor din setul *4*), fiecare rezultat reprezentînd media a două încercări. Din interpretarea datelor experimentale, obținute în condițiile de laborator, au rezultat următoarele observații :

a) În cazul epruvetelor martor (neintroduse în instalația de coroziune) capacitatea portantă cea mai mare au prezentat-o epruvetele ecruisate.

b) În cazul epruvetelor (îmbătrînite) încercate în instalația de coroziune, reducerea cea mai importantă a capacității portante s-a înregistrat la epruvetele *2.3* și *2.7*, ecruisate și pretensionate ($\sigma_0 = 1\,600$ daN/cm^2).

c) Influența efortului unitar de pretensionare asupra capacității portante a epruvetelor îmbătrînite este evidentă numai la valori mari ale acestui efort, ce depășesc $0{,}45\,\sigma_r$; la valori sub $0{,}4\,\sigma_r$ și în absența ecruisării, efortul mecanic nu accelerează procesul de coroziune și nu influențează sensibil capacitatea portantă finală (la curgere) a epruvetei.

d) Creșterea capacității portante a epruvetelor solicitate mecanic ($\sigma_0 = 1\,600$ daN/cm^2), ca urmare a procesului de îmbătrînire artificială, nu este sensibilă la epruvetele neecruisate și devine evidentă la epruvetele ecruisate *3.3* și *3.7* ; încercările efectuate nu au urmărit determinarea influenței procesului de îmbătrînire artificială asupra epruvetelor nesolicitate mecanic și expuse acțiunii mediului corosiv.

e) Epruvetele cele mai susceptibile la procesul de coroziune sub tensiune mecanică au fost cele ecruisate neîmbătrînite și solicitate la eforturi mecanice mari ; la aceste epruvete reducerea capacității portante se datorează nu numai coroziunii de suprafață ci și coroziunii locale de tip fisurant.

Tabelul 1

Valorile absolute (daN) *ale capacității portante la curgere a epruvetelor* (valoarea forței stabilită la încercarea la tracțiune corespunzătoare începutului palierului de curgere)

Set epruvete	σ_0 daN/cm²	Tipul epruvetei		Numărul epruvetei				
				1(9)	*2(8)*	*3(7)*	*4(6)*	*5*
4	0	Îmbătrînite	Martor P_0 [daN]	3 090	3 080	3 280	3 045	3 010
1	0		Imersie ciclică P_c [daN]	2 155	2 195	1 995	2 155	2 190
2	1 600			2 015	2 060	1 860	2 070	2 080
3	1 600	Neîmbătrînite		1 975	2 045	1 765	2 050	2 080

Tabelul 2

Valorile indicilor de variație a capacității portante, exprimate în procente ($i_p = [(P_0 - P_c)/P_0]\,100\%$) *determinate pe tipuri de epruvete în funcție de valorile capacității portante a epruvetelor martor*

Set epruvete	σ_0 daN/cm²	Tipul epruvetei		Numărul epruvetei				
				1(9)	*2(8)*	*3(7)*	*4(6)*	*5*
4	0	Îmbătrînite	Martor P_0 [daN]	0	0	0	0	0
1	0		Imersie P_c [daN]	30,2	28,8	39,2	29,2	27,2
2	1 600			34,8	33,1	43,3	32,0	30,9
3	1 600	Neîmbătrînite		36,1	33,6	46,1	32,7	30,9

Observație. Valorile pentru P_0 și P_c reprezintă media aritmetică a rezultatelor obținute pe 2...4 epruvete identice.

3. Concluzii

S-au efectuat cercetări privind comportarea la coroziune, sub efort mecanic, a elementelor din profile metalice cu pereți subțiri, fasonate la rece. S-a urmărit determinarea influenței exercitată de gradul de ecruisare, nivelul de solicitare mecanică la tracțiune și îmbătrînire artificială asupra capacității portante la curgere a epruvetelor extrase din profilul [120 ×80 ×4 (fig. 1), încercate la coroziune în instalația cu imersie ciclică [2]. Epruvetele pretensionate au fost expuse acțiunii unei soluții corosive de 3,5% H_2SO_4 timp de 60 zile (16 ore/zi — imersie ciclică, 8 ore/zi — imersie statică), după care au fost încercate la presa universală a laboratorului Trustului de construcții, Iași, stabilindu-se capacitatea portantă la curgere a fiecărei epruvete. Din analiza datelor experimentale obținute au reieșit următoarele concluzii :

1°. Fenomenul de ecruisare mărește capacitatea portantă la tracțiune a epruvetelor neexpuse acțiunii mediului corosiv și o micșorează în cazul agenților agresivi.

2° Influența factorului tensiune mecanică inițială asupra accelerării procesului de coroziune este evidentă numai la valori ce depășesc 45% din valoarea efortului unitar de rupere ; efortul mecanic inițial reduce substanțial capacitatea portantă la curgere, numai în cazul epruvetelor ecruisate.

3° Pentru valori ridicate ale eforturilor unitare, procesul de îmbătrînire artificială mărește capacitatea portantă numai în cazul epruvetelor puternic ecruisate.

Asigurarea în exploatare a rezistenței și stabilității construcțiilor metalice alcătuite din profile cu pereți subțiri, formate la rece, impune măsuri eficace de protecție anticorosivă, ceea ce face posibilă luarea în considerare, în calculele de dimensionare, a unei valori sporite pentru rezistența admisibilă ca urmare a efectului ecruisării ; în cazul unei protecții anticorosive necorespunzătoare, procesul de coroziune afectează zonele ecruisate și puternic solicitate mecanic, reducînd sensibil capacitatea portantă la tracțiune a elementelor din profile metalice cu pereți subțiri.

Primită la 13 mai 1974

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de construcții

BIBLIOGRAFIE

1. Focșa V., Șerbescu C., *Coroziunea elementelor și structurilor metalice.* Centrul de documentare pentru construcții, arhitectură și sistematizare, Buc., 1972.
2. Golgoțiu T., Focșa V., Șerbescu C., *Instalație de încercare la coroziune sub stare de tensiune mecanică a elementelor de construcții metalice.* Rev. de coroziune, *1* (1972).

EXPERIMENTAL RESEARCH CONCERNING THE INFLUENCE OF CORROSION, STRESS LEVEL, STRAIN HARDENING AND ARTIFICIAL AGEING ON ULTIMATE TENSION STRENGTH OF COLD FORMED THIN WALLED SECTIONS

(Summary)

A research project concerning corrosion abehviour of stressed steel samples made of cold formed thin wall sections has been conducte din the Steel Structures Corrosion Laboratory at the Polytechnic Institute of Jassy.

The influence of the following factors : strain hardening, tension stress level and artificial ageing on ultimate strength of the specimens cut from [$120 \times 80 \times 4$ (Fig. 1) tested in corrosion into a cyclic immersion instalation [2]. The prestressed samples have been tested after being exposed 60 days to a corrosive solution 3,5% H_2SO_4. The exposure was conducted 8 hours in each day in cyclic immersion and 16 hours in each day in static immersion. Tests were performed at a universal testing machine in order to obtain the ultimate (yielding) strength of each specimen. The following conclusions can be formulated :

1° The cold-straining process increases the tension ultimate load of the specimens not exposed and decreases the tension ultimate load of the samples kept inside a corrosive atmosphere.

2° The influence of the initial stress on corrosion rate was distinctely noticed only when the stress values exceeded 45% of the rip strength ; the initial stress decreased the ultimate load only at the ends of the cold-strained specimens.

3° For high values of the stresses, the artificial ageing increases the ultimate load only for the strongly cold-strained samples ; there was no evidence about the artificial ageing effect on the ultimate load increase of the samples having a less amount of cold-straining.

In order to asure enough strength and stability of the steel structures made of the cold formed light gage steels some safe procedures must be taken (for instance warm zinc coating) ; in that case a higher value of the allowable stress could be taken for steel elements proportioning, due to cold-straining process. The ultimate tension load of light gage members decreases due to corrosion process (when precautions are not properly selected) which can affect strained and high stressed zones of the elements.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 1—2, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII ARHITECTUTĂ

D.K. 534 : 519.2

DER STRAßENLÄRMPEGEL. OBJEKTIVE UND SUBJEKTIVE KENNZEICHNUNG AUF GRUND DER STATISTICHEN INTERPRETATION

VON

VIRGIL FOCȘA, MICA POPPEL und LEOPOLD BIBOROSCH

1. Allgemeines

Die durch die Verstärkung des städtischen Verkehrs bedingte Tonbelastung der Umwelt wirkt sich negativ auf den menschlichen Organismus und auf Arbeitsergiebigkeit aus.

Die wichtigsten äussern Lärmquellen in Städten sind: Kraftwagen, Motorräder Straßenbahnen, Flugzeuge, Industrieunternehmen, Wärmezentralen.

Die vorliegende Arbeit bezieht sich auf einige Aspekte des Straßenverkehrslärms und auf seine Einwirkung ausserhalb der Gebäude als objektive und subjektive Erscheinungen.

2. Objektive Faktoren die den Straßenlärmpegel Kennzeichnen

Der vom Straßenverkehr erzeugte Lärmstärkepegel hängt von folgenden Umständen ab: Verkehrsgeschwindigkeit, durch die Fahrzeugsanzahl (n/h) geschätzte Verkehrsstärke, Erhaltungszustand der Fahrzeuge, Pflasterung, Tageszeit, Lärmspektrum usw.

Die von einem Fahrzeug erzeugte Lärmstärke steigt mit der Fahrzeugsgeschwindigkeit im Mittel um 2,5 dB bei jeder Geschwindigkeitserhöhung von 10 km/h.

Die maximalen Schalldruckpegel unterscheiden sich im Verlaufe der Tagesstunden von denen der Nachtstunden um 5...6 dB.

Ein anderes objektives Kennzeihen des Verkehrslärms (mit Ausnahme der Hupengeräusche) ist das Vorherrschen des Spektrums von relativ tiefer Frequenz (75...150 Hz). Es wurde festgestellt, daß die Form des Spektrums nicht vom Verkehr und auch nicht vom Anteil der Schwerpunkte im Verkehr abhängt.

3. Subjektive Faktoren, die den Straßenlärmpegel kennzeichnen

Die subjektive Wahrnehmung der Lärmempfindung seitens des Menschen hängt vom Schalldruckpegel, von der spektralen Zusammensetzung und der zeitlichen Veränderung des Lärms, vom psychischen Zustand und vom Alter des Hörers ab.

Die Auswertung des Störgrades des Verkehrslärmes kann wegen des aleatorischen Charakters der Erscheinung durch statistiche Methoden erzielt werden, welche die Verarbeitung der Versuchsgrößen nach gewissen komplexen Kriterien gestatten und zwar:

1° Das Kriterium L_{NT} oder TNI (Traffic Noise Index) ist durch folgende Beziehung definiert:

$$L_{NT} = 4(L_{10} - L_{90}) + L_{90} - 30. \tag{1}$$

Dieses Kriterium berücksichtigt die Höchstpegel, die Differenz zwischen diesen und dem Grundlärm. Es kann nicht verallgemeinert werden, da Meßschwierigkeiten des Grundpegels L_{90} vorliegen.

2° Das Kriterium L_{NP} (Noise Pollution Level) wird für einfache Verkehrssituationen wie folgt definiert:

$$L_{NP} = L_{50} + d + \frac{d^2}{60}, \text{ wo } d = L_{10} - L_{90}. \tag{2}$$

L_{NP} wird mittels des mittlern L_{50} (arithmetisches Mittelwert) und des Variabilitätsgrades des Lärms berechnet.

3.1. Belästigungsindex

Die Bestimmung des Störgrades der Bevölkerung infolge des Straßenverkehrslärmes kann durch ein Verfahren durchgeführt werden, welches eine bestimmte Belästigungsindex einführt; diese bestimmt die Abhängigkeit vom objektiven Straßenverkehrslärmpegels der subjektiven Empfindung von akustischer Unbequemlichkeit. Bei Anwendung von statistischen Methoden und der Wahrscheinlichkeitsrechnung, wobei die objektiven Werte L_{10}, L_{50}, L_{90}, $L_{äqu}$, in dB_A gemessen werden (die Ziffer rechts zeigt den Prozent der Gesamtzeit an); auf Grund der faktoriellen Analyse wurden die Werte L_{50} als representative für die Tagesperiode und $L_{10} - L_{90}$ für die Nachtzeit festgehalten.

Durch die Analyse der Friedmanschen Variierung und Berechnung des Spearmanschen Korrelationskoeffizienten ist auch die Isolierung des Einflußes verschiedener Lärmparameter auf die Belästigungsindex möglich, wobei auch die Variabeln „EXPO“ (Straßenzimmeranzahl bezogen auf die Gesamtzahl der Zimmer) und SQ (Befriedigung oder Unbefriedigung des Bewohners mit Bezug auf das Stadtviertel) in Betracht gezogen werden.

Es ergibt sich, daß die Lärmpegel L_{10} und L_{50} diejenigen sind welche das Belästigungsempfinden bestimmen.

Zur Definition eines einzigen Belästigungskriteriums, welches die erwähnten Umstände in Betracht zieht, schlägt man einem Kennwert mit

Werten von 0 bis 10 vor, welcher eine gemittelte lineare Kombination aller Faktoren vorstellt, die in der Gesamtbelästigung vorkommen; diese Kombination erhält man durch eine vielfache lineare Regression nach der Formel:

$$\text{(3)} \qquad \text{I.J.} = 0{,}13\,(L_{50} - 4{,}77\,SQ - 3{,}69\,\text{EXPO}) - 3{,}74.$$

Dieser Kennwert zeigt an, daß das akustische Unbehagen im Hinblick auf das Stadtviertel oder eine ungünstige Exposition der Wohnung ungefähr gleichwertig sind einem Ansteigen um 5 dB des Lärmpegels L_{50}.

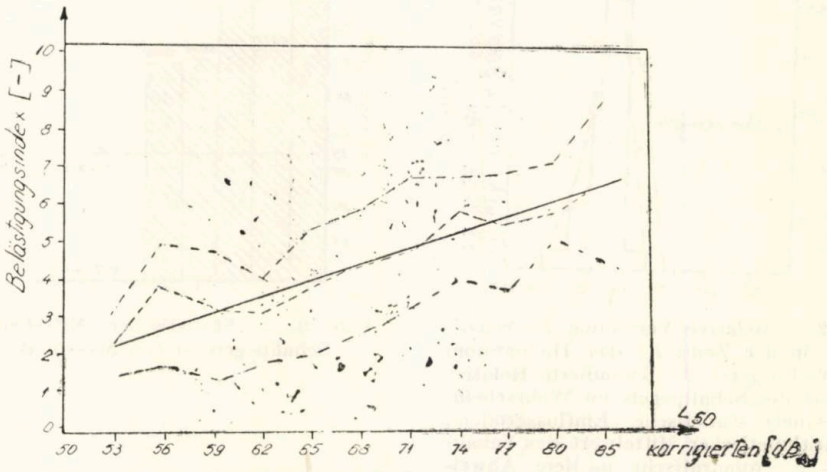


Abb. 1. — Verteilung der Belästigungsindex in Abhängigkeit vom korrigierten L_{50}-Pegel.

Auf Abb. 1 wird die Veränderung der Belästigungsindex in Abhängigkeit vom korrigierten L_{50} -Pegel, der Regressionsgeraden und der Variierung der obern, untern und mittlern Grenzwerte in einem Fall von in Frankreich angestellten Messungen dargestellt.

4. Statistische Interpretationen

Die Untersuchung des städtischen Ausserlärmes ist eine sehr komplexes Problem, da sie von mehreren Umständen abhängt; sie ist eine aleatorische Funktion und benötigt eine bedeutende Anzahl von Bestimmungen und Messungen; sie kann nur auf Grund der Verwendung von Gesetzen der Statistik und der Wahrscheinlichkeitsrechnung durchgeführt werden.

So eignet sich der in der Nähe eines Verkehrsweges von der Bewegung von Fahrzeugen erzeugte Lärm für eine statistische Interpretierung wobei die betreffenden empirischen Verteilungen graphisch dargestellt werden: Histogramme, relative und kumulierte Frequenzenpolygone, sowie auch die statistischen Einflußgrößen: arithmetisches Mittelwert (m), quadratische mittlere Abweichung (σ), Variationskoeffizient (c_v), Asymmetriekoeffizient (β)

u. s. w. berechnet werden. Man kann erhalten : die relative Verteilung des Schallpegels im Zeitablauf, in Stufen von 2,5...5 dB, den maximalen Schallpegel in Abhängigkeit von der Frequenz, die Pegel L_1, L_{10}, L_{50}, L_{90} u. s. w.

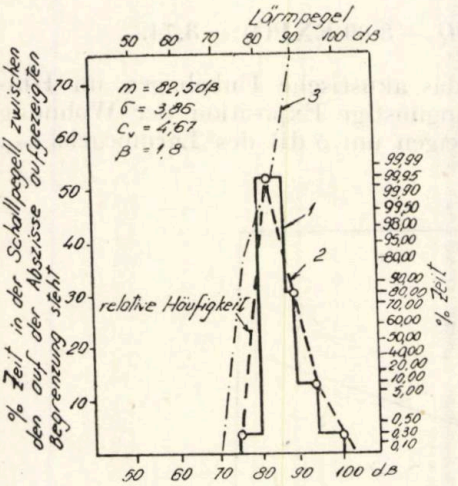


Abb. 2. — Relative Verteilung des Schallpegels in der Zeit : *1* — das Histogramm des Schallpegels, *3* — kumulierte Relativfrequenz des Schallpegels im Wahrscheinlichkeitsnetz statistische Einflussgrößen : *m* — arithmetischer Mittelwert des Schallpegels, τ — quadratische mittlere Abweichung, c_v — Variationskoeffizient, β — Asymmetriekoeffizient.

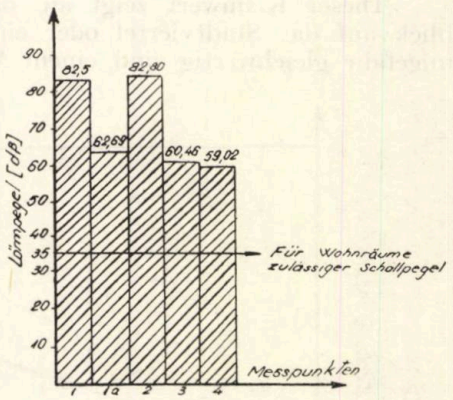


Abb. 3. — Statistischer Mittelwert des Schallpegels in den Messpunkten.

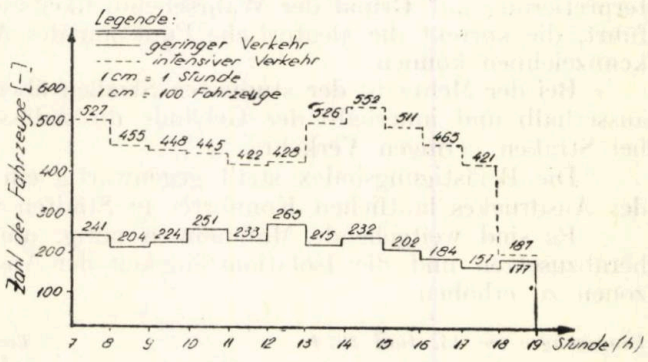
Im Rahmen des Lehrstuhls für Bauwesen der Technischen Hochschule Jassy, wurden Untersuchungen angestellt, die sich auf den Stadtlärmpegel infolge des Straßenverkehrs im Bereiche mehrerer Stadtviertel von Jassy beziehen. Abb. 2 stellt die Interpretierung der Meßwerte vor, die in einer Straße mit intensivem Kraftwagen- und Straßenbahnverkehr durchgeführt wurden. Es ergibt sich, daß sich der Schallpegel von 80 dB für eine Zeitdauer von 50,5% der Aufzeichnungszeit einigermassen konstant erhält, während die Verteilung nicht dem G a u s s -Typus einzuordnen ist : dies wird auch vom Werte des Asymmetriekoeffizienten $\beta = 1{,}8$ bestätigt, der sehr verschieden von Null ist, wie auch davon daß das Polygon der relativen kumulierten Frequenzen keine perfekte Gerade darstellt.

Aus der Analyse der in der Meßpunkten erhaltenen Resultate (Abb. 3) ergibt sich, daß der Schallpegel Werte zwischen 82,5 und 59,2 dB_A vorstellt ; dies überschreitet die zulässigen Grenzwerte sowohl ausserhalb als auch innerhalb der Wohnungen, wiewohl der Straßenverkehr (wie in Abb. 4 zu sehen ist) nicht als so intensiv wie in andern Stadten zu betrachten ist.

Die Werte des Schallpegels in drei charakteristischen Straßen (Korridortypus, mit beiderseitigen Grünflächen, moderne breite Straße) zeigen,

daß unabhängig vom Straßentypus die Werte des Schallpegels bei 21 m, 15 m bzw. 7 m von der Straßenachse sich ungefähr zwischen den gleichen Werten von 80 dB_A, 82...87 dB_A und 85...95 dB_A bewegen.

Auf Grund der erhaltenen Ergebnisse wurden die Straßen des Munizipiums Jassy nach dem Verkehrsvolumen und dem Lärmpegel in 3 Klassen aufgeteilt; der Schallpegel befindet sich zwischen 50 und 75 dB_A (Tabelle 1).



Aab. 4. — Veränderung der Fahrzeugeanzahl pro Stunde in zwei Straßen mit unterschiedlichen Verkehr.

Es wurde auch die Veränderung des Lautfeldes in Betracht gezogen und Meßungen in einer Straße mit geringem Verkehr auf Grund des äquivalenten Schallpegel durchgeführt, wobei sich für $L_{äqu.\,ext.}$ und $L_{äqu.\,int.}$ 40 dB_A ergaben. Der auch in diesen Fall im Innern erhaltene Wert lag oberhalb der Zulässigkeitsgrenze (30 dB_A).

Die statistiche Interpretation des Schallpegels in bezug auf die Zeit im selben Punkt (Abb. 5) zeigt, daß die Differenz zwischen dem Werte des äussern und dem des innern Lärmpegels bei Höchstdauer 15 dB_A beträgt.

Tabelle 1

Nr.	Straßenkategorien nach der Verkehrsintensität	Schallpegel (dB_A)
I	Straßen mit intensivem Verkehr	75
II	Straßen mit mittlerem Verkehr	65...75
III	Straßen mit geringem Verkehr	50...65

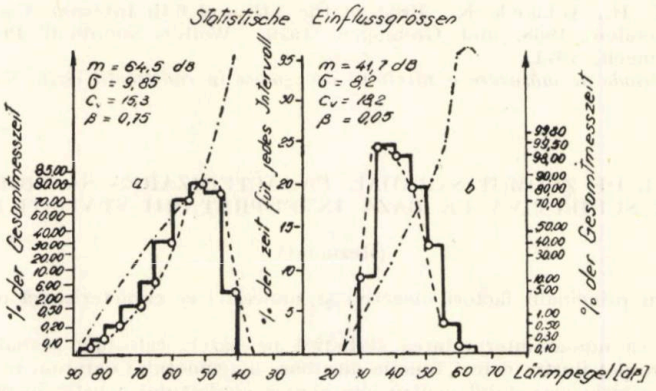


Abb. 5. — Relative Verteilung des Schallpegels in der Zeit: a — ausserhalb, b — innerhalb des Raumes, m — arithmetischer Mittelwert des Schallpegels, τ — quadratische mittlere Abweichung, c_v — Variationskoeffizient, β — Asymmetriekoeffizient.

5. Schlußfolgerungen

Aus den Auseinandersetzungen ergibt sich, daß nur die statistiche Interpretierung auf Grund der Wahrscheinlichkeitsrechnung zu Ergebnissen führt, die korrekt die aleatorische Funktion des Aussen- und Innenlärmes kennzeichnen können.

Bei der Mehrzahl der studierten Straßen überschreitet der Schallpegel ausserhalb und innerhalb der Gebäude die zulässigen Werte sogar auch bei Straßen geringen Verkehrs.

Die Belästigungsindex stellt gegenwärtig ein annehmbares Kriterium des Ausdruckes lautlichen Komfortes in Städten vor.

Es sind weitgehende Maßnahmen nötig, um den äussern Lärmpegel herabzusetzen und die Isolationsfähigkeit der Aussenwände in den Wohnzonen zu erhöhen.

Eingegangen am 25. Juni 1974

Technische Hohschule, Jassy,
Lehrstuhl fur Bauwesen

LITERATURVERZEICHNIS

1. Buchta E., *Die Verteilung der Verkehrsgeräusche im Straßenraum einer Großstadt mit Lärmkarte von Düsseldorf.* Universitätsklinik, Düsseldorf, 1967.
2. Aubree, Auzou S., Rapin J. M., *Étude de la gêne due au trafic automobile urbain.* Contracts DGRST, No. 68.01.389, Dafu No. 68 et District No. 247 (1971).
3. Lamure C. et. collab., *Les niveaux des bruits au voisinage des autoroutes dégagées.* Cahiers du centre scientifique et technique du bâtiment, *599* (1968).
4. Guthof O., Gabeske R., *Kämpf dem Lärm.* 1968.
5. Iudin E. I., *Izolarea împotriva zgomotelor*, (aus russisch übersetzt). Ed. Tehn., Buc., 1968.
6. Rapin J. M., Cahier CSTB 810, Livraison 93 ; Cahier CSTB 952, Livraison 109 (1970).
7. Kubicek R., *Lärmbelästigung durch Kraftfahrzeuge im Stadtgebiet von Zwickau.* Ztschr. für die gesamte Hygiene und ihre Grenzgebiete, *7* (1971).
8. Braun H. H., Glück K., Proc. of the 5 th and 6 th Internat. Congres of AICB London, 1968, and Groningen, 1970. Wolters-Noordhoff Publishing, Groningen, 1971.
9. * * * *Metode de măsurare a nivelului de zgomot în construcții civile.* STAS 6161/1-70.

NIVELUL DE ZGOMOT STRADAL. CARACTERIZAREA SA OBIECTIVĂ ȘI SUBIECTIVĂ PE BAZA INTERPRETĂRII STATISTICE

(Rezumat)

Se expun principalii factori obiectivi și subiectivi ce caracterizează nivelul de zgomot stradal.

Rezultă că numai interpretarea statistică pe bazele calculului probabilistic conduc la rezultate care pot ilustra corect funcția aleatoare a zgomotului exterior. Indicele de jenă reprezintă un criteriu acceptabil pentru exprimarea confortului acustic în orașe.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 1–2, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C. Z. 624.1

STUDIUL VARIAȚIILOR SEZONIERE DE VOLUM ALE STRATULUI DE FUNDARE DIN LUNCA RÎULUI BAHLUI ȘI INFLUENȚA ACESTORA ASUPRA COMPORTĂRII CONSTRUCȚIILOR

NOTA V

USCAREA CONDIȚIONATĂ A ARGILEI DE IAȘI

DE

TUDOR SILION și N. BOȚI

1. Introducere

Profilul geomorfologic sintetic prin șesul rîului Bahlui [11] a scos în evidență faptul că relieful din această zonă face parte din categoria de reliefuri de acumulare fluviatilă și deluvială de vîrstă cuaternară, formate la partea superioară din argile grase și argile (5...7 m).

Studiul chimico-mineralogic al stratului de fundare [12] a confirmat faptul că mineralele argiloase preponderente sînt din grupa montmorillonitului și a hidromicei.

Pornind de la aceste rezultate ale cercetărilor de pînă acum și de la constatările practice făcute cu ocazia apariției unor degradări ale construcțiilor fundate pe aceste pămînturi, produse de contracția și umflarea lor, s-au efectuat în continuare studii pentru determinarea caracteristicilor geotehnice privind comportarea acestor pămînturi în raport cu apa. În primul rînd s-au făcut măsurători de laborator privind valorile coeficienților de contracție, volumică de suprafață și liniară [3], [13] și s-au determinat, pe cale experimentală, valorile căldurii integrale de umezire, ale argilei din șesul rîului Bahlui [14].

Aceste valori ale caracteristicilor geotehnice, folosite ca indice al activității pămînturilor din punct de vedere al contracției, umflării și al hidrofilității, au scos în evidență faptul că argila de Iași se încadrează în categoria pămînturilor cu contracție – umflare foarte mare.

Activitatea acestei argile se manifestă numai în condițiile în care apar variații mari de umiditate. Aceste variații de volum, datorită variațiilor de umiditate ale stratului de fundare, sînt rezultatul precipitațiilor atmosferice și a îndepărtării umidității solului sub acțiunea căldurii și a vîntului.

Factorii climatici determinanți au fost analizați [11] în legătură cu influența lor asupra pămînturilor ca teren de fundație, pe care reazemă construcțiile. Evaporarea, dezghețul și amplitudinea raportului dintre temperaturile maxime și minime determină variațiile de volum a argilelor contractile, ce sînt strîns legate de schimbul de umiditate din pămînt și atmosferă.

Pornind de la condițiile reale care provoacă variațiile de umiditate ale argilei de Iași, s-a efectuat în laborator o cercetare experimentală privind cinetica uscării acestor pămînturi.

Pentru o cunoaștere cît mai exactă a zonei studiate, în scopul stabilirii cauzelor care provoacă crăpături în masa pămîntului, care fragmen-

tează șesul în suprafețe poliedrice de diferite ordine de mărime, s-a căutat să se efectueze cercetări experimentale în condiții cît mai apropiate de dinamica atmosferică și de principalele elemente climatologice locale.

2. Cinetica uscării materialelor

Îndepărtarea umidității din pămînt, cu ajutorul aerului, ce are rolul [10] de a aduce căldura necesară vaporizării umidității și de a transporta această umiditate, conduce la contracția pămîntului prin uscare.

Capacitatea solului de a condensa vaporii de apă a fost bănuită încă de mult. Aristotel presupunea că aerul, pe care îl considera ca vapori de apă rarefiați, se condensează în cavitățile munților și în porii pămîntului în apă lichidă, care apoi apare ca izvoare. Darcy (1856), Volger (1857), Gieseler (1878) etc. au fost adepții teoriei condensării. Hann și alții s-au declarat împotriva acestei teorii și susțineau teoria infiltrării.

Datorită complexității acestui fenomen și a unei bogate literaturi privind mișcarea apei în materialele poroase în general și pentru pămînturi în particular, ne vom rezuma la unii autori care jalonează moduri diferite de a aborda această problemă. În acest sens reținem teoria „potențialului capilar" elaborată de către Buckingham (1907), W. Garder, A. F. Lebedev, R. K. Schofield ș. a. [2]. Haralamb Vasiliu [17] demonstrează că dispariția apei din sol se datorește evaporării, consumului apei de către plante și coborîrii apei în adîncime, sub 200 cm. Vara pămîntul umed furnizează aerului uscat, cald, vapori de apă, evaporîndu-se mai întîi apa liberă sau gravitațională, apoi cea slab legată, iar dacă uscăciunea și temperatura aerului este mare, chiar cea higroscopică. Invers, cînd toamna pămîntul este uscat și rece și cînd aerul atmosferic este saturat sau cînd conține mici picături de apă în suspensie, ca neguri, forțele ce au apărut mai înainte datorită fenomenelor de interacțiune ce se manifestă la contactul dintre faze, sînt libere, vor face din nou apa să apară sub formele cunoscute în pămînt.

Cu ocazia unor studii de geotehnică rutieră, în Anglia, s-a elaborat teoria sucțiunii, care deși are numeroase aplicații practice, prezintă totuși o serie de particularități.

Lîkov [7] arată că în cazul uscării materialelor umede cu gradient însemnat de temperatură, în porii materialului circulă aer umed. Fenomenul circulației aerului umed în corpurile capilare-poroase, provocat de existența gradientului de temperatură, are o importanță deosebită în studiul mecanismului deplasării umidității și a căldurii în pămînturi și în soluri. Acest fenomen a fost pus în evidență experimental de V. G. Kornev [7].

Silvan Andrei [1] arată că solicitările exterioare de natură mecanică, termică etc. conduc la modificări ale structurii și deci ale proprietăților sistemului apă — corp dispers, modificări care sînt însoțite de schimbări de masă și de energie. De asemenea fluxurile provocate de aceste solicitări nu sînt independente ci în strînsă interdependență, ca și la celelalte fenomene din natură.

R. Z. Tudose [16] arată că procesul de uscare a materialelor umede începe de la suprafața scăldată de agentul termic. Îndepărtarea umidității conduce la apariția unui gradient de concentrație după normala la suprafața de uscare, ceea ce are drept efect migrarea umidității în stare lichidă. După migrare spațiile libere sînt ocupate cu aer. Viteza de migrare depinde de fenomenul de umezire și capilaritate. În timp, viteza de migrare a umidității scade. Atît timp cît umiditatea suprafeței materialului este mai mare decît aceea de echilibru, viteza de uscare rămîne constantă. Aceasta se datorește faptului că evaporarea are loc pe suprafața exterioară și că viteza de uscare este determinată de procesele de transfer ce au loc pe suprafața externă a materialului.

În momentul cînd umiditatea suprafeței devine egală cu umiditatea de echilibru, presiunea de vapori pe suprafață scade iar evaporarea este la limită și progresează spre interiorul materialului. Din acest moment viteza de uscare începe să scadă. Dacă viteza de migrare scade brusc, suprafața de evaporare se deplasează cu o viteză mai mare spre interior, adîncimea zonei uscate crește repede iar viteza de uscare scade mult mai rapid. Acesta ar fi cazul uscării pămîntului pe o anumită grosime.

Astfel se poate arăta, în mod clar, că în interiorul pământului ce se usucă există în prima perioadă o singură zonă—zona umedă, iar în perioada a doua și a treia există o zonă umedă la interior și una uscată la exterior, iar între acestea se găsește o zonă de uscare a cărei grosime poate fi egală cu zero sau mai mare.

Încercările pentru obținerea unor ecuații care să permită determinarea vitezei de uscare în funcție de proprietățile inițiale și finale ale materialului și de condițiile uscării precum și numeroase teorii privind transportul umidității au condus la ecuații complicate și greu de aplicat în practică ; din această cauză s-a considerat necesar ca pentru argila de Iași să se recurgă la cercetări experimentale și la transpunerea acestor date prin calcule.

În general datele uscării, obținute în anumite condiții în laborator, dau curba de uscare (relația grafică între umiditatea materialului și timp) și curba vitezei de uscare (relația grafică între viteza de uscare și umiditatea materialului). După forma curbelor întregul proces de uscare se împarte în două perioade : a) perioada constantă a vitezei de uscare și b) perioada cu viteză descrescătoare [5].

În literatura de specialitate se cunosc trei tipuri principale de curbe de dependență între viteza de uscare și umiditate, tipuri care au fost studiate într-o lucrare anterioară [13].

Deplasarea umidității în uscarea argilei poate fi exprimată prin următoarea ecuație fundamentală [18] :

$$\frac{\partial W}{\partial t} = D \frac{\partial^2 W}{\partial X^2} \cdot \tag{1}$$

Pentru integrarea ecuației (1) trebuie să se cunoască o serie de condiții la limită și distribuția umidității în interiorul materialului la începutul încercării. Aceste condiții sînt diferite pentru cele două perioade ale procesului uscării ; din această cauză în literatura de specialitate se examinează soluția ecuației (1), separat, pentru perioada cu viteză constantă și separat, pentru perioada cu viteză descrescătoare.

Astfel, soluția ecuației permite să se stabilească relația dintre umiditatea W a materialului și timp în orice punct, iar printr-o integrală de volum se poate obține ecuația curbei uscării [7].

3. Aparatura și metoda de lucru

Cercetările experimentale s-au efectuat pe probe de pământ recoltate din zona studiată, punctul Hipodrom. S-au recoltat probe tulburate și probe netulburate (monolit).

Într-o primă execuție, probele de pământ tulburate, pe baza unui program de cercetare privind uscarea condiționată, au fost analizate din punct de vedere granulometric, conform STAS 1 243-65 și STAS 1 917-61. Determinarea compoziției granulometrice s-a efectuat funcție de mărimea granulelor, prin metoda combinată (cernere și sedimentare).

În prima încercare, probele de pământ tulburate, considerate în cercetările noastre ca făcînd parte din prima categorie, în care sînt cuprinse toate fracțiunile particulelor solide (granulelor) care intră în alcătuirea pământului din terenul de fundare, au fost uscate în etuvă la 105°C, timp de 16 ore. Materialul uscat a fost mojarat, omogenizat și introdus în exicator. Cu pământul astfel pregătit s-au realizat două rînduri de probe : probe presate și probe pregătite la curgere.

În acest sens s-au confecționat matrițe paralelipipedice (care au fost folosite numai pentru încercări din prima categorie de pământuri) avînd dimensiunile $10 \times 5 \times 2 = 100$ cm^3, în care s-a introdus pământul studiat. Au fost pregătite probele la umiditatea cunoscută $W = 57{,}25\%$, presîndu-le în trei cicluri a cîte 15 sec. Proba astfel confecționată avea o singură suprafață, pe care se putea produce evaporarea, egală cu 0,05 m^2.

Probele odată confecționate, au fost introduse în instalație și supuse uscării în regimuri diferite de temperatură și viteză a aerului care circula la suprafața probei astfel că parametrii aleși au fost cît mai apropiați de condițiile climatice locale [11]. De exemplu, s-a luat în considerație faptul că temperatura extremă absolută, înregistrată la Iași la 27 iulie 1909, a fost de + 40°C.

Un program de cercetare experimentală privind uscarea condiționată a acestor probe, la temperaturi de + 30°C și + 40°C și o viteză a curentului de aer de 1 m/sec au condus la obținerea unei serii de rezultate privind argila presată.

S-a confecționat al doilea rînd de probe, din același material ca și cel din prima categorie, pămîntul studiat fiind introdus într-o cutie de ebonită avînd dimensiunile $9{,}5 \times 7{,}5 \times 2 = 142{,}50$ cm^3. S-a adăugat apă pînă la umiditatea de curgere, avînd de asemenea o singură suprafață pe care se putea produce evaporarea, de 0,007125 m^2. Astfel, proba pregătită și introdusă în instalație a fost supusă unui regim constant de temperatură $T = 40$°C, iar viteza aerului care circula la suprafața probei a fost diferită și constantă pentru fiecare probă supusă încercării : 1 m/sec și respectiv 3 m/sec.

În a doua încercare, proba de pămînt, pregătită prin sedimentare (STAS 3 282-68), a fost cernută pe cale umedă prin sita de 0,100 mm, cu respectarea tuturor indicațiilor, exclusiv adăugarea în apă a carbonatului de litiu sau a altui floculant cum ar fi soluția de 5% hexametafosfat de sodiu din produsul comercial cristalizat, sau soluția de silicat de sodiu. Într-un vas s-a reținut apa de spălare conținînd particule solide inferioare lui 0,1 mm. Suspensia de particule este trecută din vas într-un cilindru de sticlă gradat care se completează cu apă distilată pînă la 1 000 cm^3. Se realizează omogenizarea suspensiei. Se fac citiri pe areometru la anumite intervale de timp. După 72 ore s-a obținut o succesiune vizibilă a granulelor din cilindru (de la apa limpezită în suprafață, la fracțiunile fine în suspensie pe o anumită înălțime, la fracțiunile grosiere la baza cilindrului).

Pe baza acestor constatări s-a extras, prin sifonare, în alt cilindru, cantitatea de 600 cm^3 material fin în suspensie (pînă în apropierea planului vizibil care separa fracțiunea fină în suspensie de fracțiunea grosieră). Cantitatea de 400 cm^3, rămasă în cilindru, a fost colectată într-un vas și introdusă într-o etuvă pentru eliminarea apei prin evaporare, temperatura etuvei crescînd treptat de la 86°C pînă la 105°C, cînd s-a menținut constantă, pînă la îndepărtarea completă a umidității. Materialul uscat rezultat a fost mojarat foarte fin și trecut prin sita de 0,5 mm. Acestui material, care a trecut prin sita de 0,5 mm, i se atribuie denumirea convențională, în cadrul acestei încercări, de proba cu material „grosier".

Restul cantității de 600 cm^3, extrasă prin sifonare, s-a supus evaporării în etuvă pînă la îndepărtarea completă a umidității. Materialul uscat astfel obținut a fost mojarat foarte fin și trecut prin sita de 0,05 mm ; acest material, conținînd elemente inferioare lui 0,05 mm, a fost denumit în mod convențional, în cadrul acestei încercări, ca fiind proba cu material „fin".

Pentru stabilirea dimensiunilor particulelor la aceste probe, astfel obținute, s-au efectuat determinări la microscopul optic IOR și s-a constatat

că particulele au forma unui elipsoid turtit. Astfel, pentru proba cu material grosier dimensiunile particulelor componente au fost cuprinse între 0,4...0,02 mm, iar pentru proba cu material fin, dimensiunile particulelor, măsurate în același mod, sînt cuprinse între 0,04...0,002 mm.

Grosimea particulelor, în ambele probe — grosieră și fină — este foarte mică și nu a putut fi determinată (măsurată).

Ultimul tip de probe pregătite pentru studiu, au fost probele monolit, recoltate din puțul executat în acest scop, pînă la adîncimea de 3 m.

Astfel, a treia încercare s-a efectuat cu probele netulburate (monolit), de la cota 1,00 m (față de cota terenului natural). Conservarea lor s-a realizat în cutii din ebonită acoperite cu material plastic pentru a-și păstra umiditatea. Probele astfel obținute au fost uscate la o temperatură constantă de 40°C și o viteză a aerului de 3 m/sec.

Pentru îndepărtarea apei din probă prin uscare, din argila studiată, avînd un anumit grad de umiditate, fie în cazul probelor presate la limita de curgere, fie la umiditatea naturală în proba monolit, s-a utilizat o instalație specială de uscare [10].

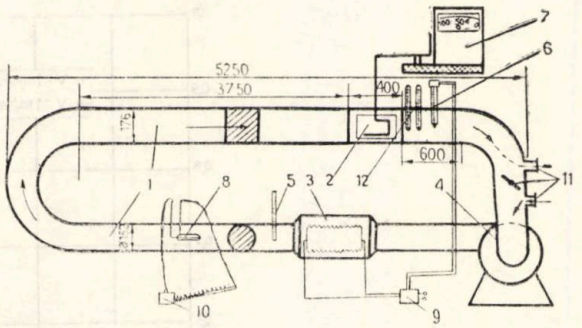


Fig. 1. — Schița instalației pentru uscarea condiționată.

Cercetările experimentale, efectuate pe probele pregătite după cum s-a arătat mai sus, din argila de Iași, s-au realizat în instalația prezentată schematic în fig. 1 [16]. Ea se compune dintr-un uscător *1*, avînd o lungime de 5,25 m, în interiorul căruia s-a rezervat o cameră de uscare *2*, în care se introduce matrița cu materialul studiat, vizibilă datorită pereților din sticlă și o cameră *3* în care se încălzește aerul. Cu ajutorul unor clapete reglabile *11* se introduce un volum de aer proaspăt, aer recirculat sau amestec. Ventilatorul *4* permite ca debitul de aer să poată fi variat, după necesități, între anumite limite. Pentru reducerea turbulenței aerului, înainte de camera de uscare este prevăzută o porțiune dreaptă a uscătorului cu o lungime de 3,75 m. Temperatura în camera de uscare se reglează cu ajutorul unui termoregulator compus în principal din termometrul de contact *6* și releul *9*. Temperatura agentului de uscare (aerul cald) se poate varia în limite largi. Astfel, cercetările s-au efectuat la temperaturile de 30° și 40°C. Viteza aerului s-a măsurat cu ajutorul tubului Pitot — Prandtl *8*

și a micromanometrului cu tub înclinat *10*. S-a lucrat cu viteze cuprinse între 1 m/sec și 3 m/sec. Umiditatea relativă a aerului s-a determinat cu ajutorul psihrometrului *12*.

3. Rezultate experimentale

Viteza cu care se îndepărtează apa din pământ depinde de structura pământului, de capilaritatea sau de diametrul porilor și de viteza aerului.

În fig. 2 sînt trasate două curbe de uscare, care stabilesc relația dintre scăderea umidității și timp. Probele din prima categorie, cu pământ presat, avînd aceeași umiditate inițială, $W = 57{,}25\%$, și aceeaș iviteză, $V = 1$ m/sec, a aerului care circulă la suprafața probei au fost supuse uscării în regimuri diferite și constante de temperatură, respectiv la 30° și 40°C. După aproximativ 55 ore probele s-au uscat pînă la umiditatea de echilibru.

Pentru aceleași probe de pământ sînt reprezentate două curbe ale vitezei de uscare (fig. 3), care stabilesc relația grafică între viteza de uscare și timp. Proba supusă uscării la temperatura constantă de 30°C are perioada

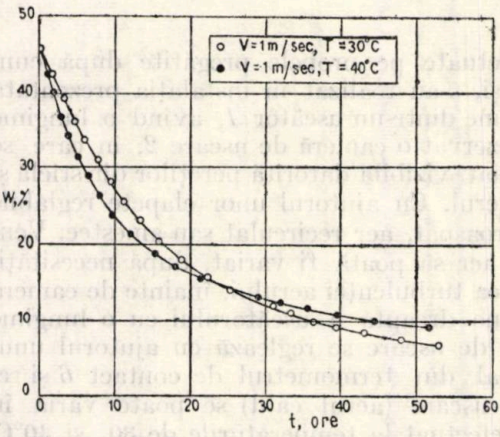


Fig. 2. — Curbe de uscare ale pământului presat.

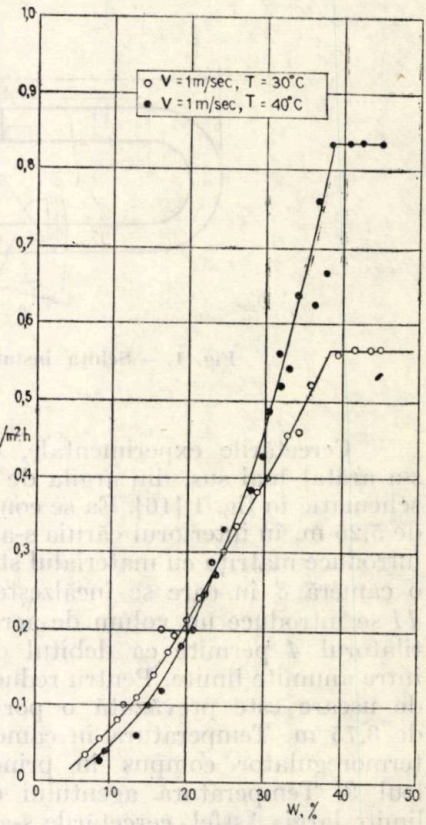


Fig. 3. — Curbele vitezei de uscare pentru probele presate.

cu viteza constantă de uscare la 0,57 kg/m² h, iar aceeași probă, uscată la temperatura constantă de 40°C, are perioada cu viteza constantă de uscare la 0,83 kg/m² h. Punctul critic la ambele probe din această categorie, luate în studiu, este situat în jurul umidității de 38%.

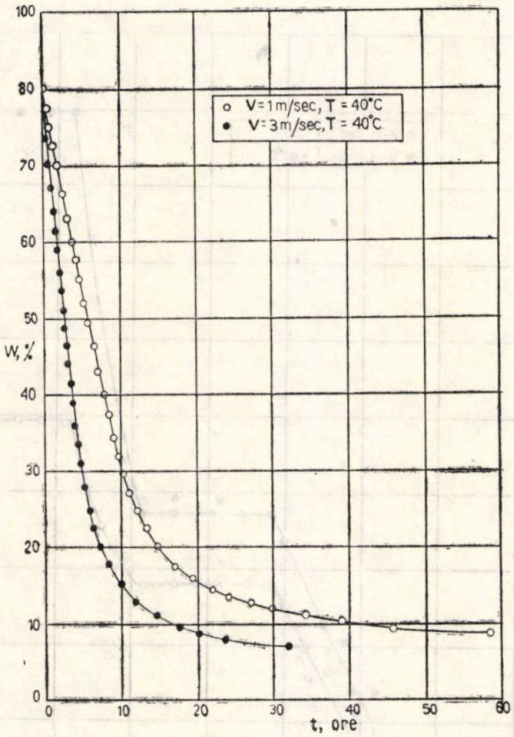


Fig. 4. — Curbele de uscare ale probelor aduse la curgere.

Viteza aerului influențează de asemenea viteza de evaporare; din această cauză probele de pământ din prima categorie, pregătite la limita de curgere, $W_L = 80\%$, au fost supuse uscării la viteze diferite ale aerului care circulă la suprafața probei, de respectiv 1 m/sec și 3 m/sec, în regim de temperatură constantă de 40°C, rezultatele obținute fiind reprezentate grafic în fig. 4.

Pentru proba studiată, a cărei viteză a aerului este redusă ($V = 1$ m/sec), întregul proces de uscare s-a încheiat după 59 ore, iar pentru aceeași probă, la care viteza aerului este mai mare ($V = 3$ m/sec), uscarea încetează după 32 ore.

Pentru aceleași probe de pământ, aduse la curgere, în aceleași condiții de temperatură și viteză a aerului, s-au reprezentat curbele vitezei de uscare în fig. 5. Se constată că aceste curbe au două perioade cu viteză descrescătoare iar perioada cu viteză descrescătoare prezintă două pante.

Cunoscînd din literatura de specialitate că viteza de evaporare în corpurile capilaro-poroase, ca funcție de timp, este influențată și de mărimea granulelor, s-au întreprins cercetări experimentale pe probe de pămînt cu material grosier ($d = 0{,}4...0{,}02$ mm) și pe probe cu material fin ($d = 0{,}04...$ $...0{,}002$ mm), ambele probe fiind pregătite la curgere ($W_L = 100\%$, conform

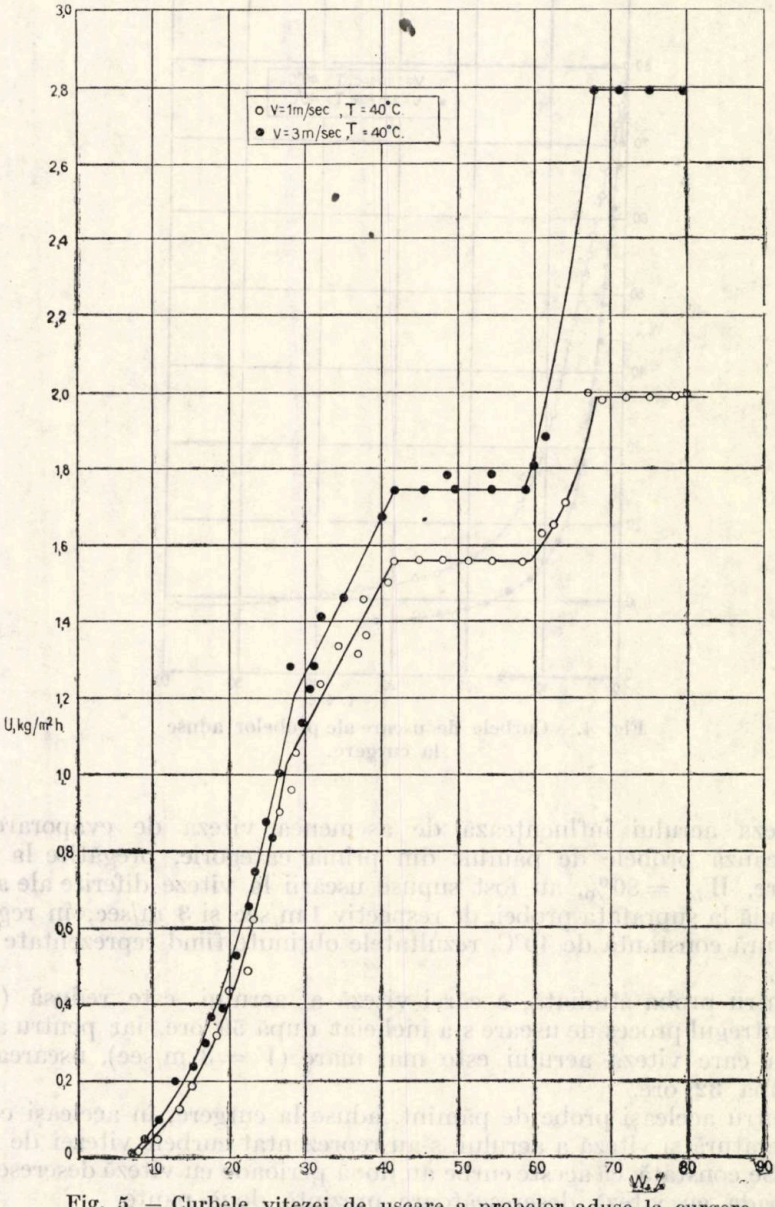


Fig. 5. — Curbele vitezei de uscare a probelor aduse la curgere.

procedeului indicat în § 2) și la o probă monolit. Rezultatele experimentale sînt reprezentate în fig. 6, pentru valorile considerate maxime ale temperaturii și vitezei aerului, la suprafața terenului și a probei. Se constată că procesul de uscare la proba cu granulație grosieră și fină este aproximativ asemănător. Întregul proces de uscare se termină într-un timp scurt, de 22...25 ore, pe cînd la proba, monolit deși umiditatea era de 27,50%, uscarea se termină după 36 ore.

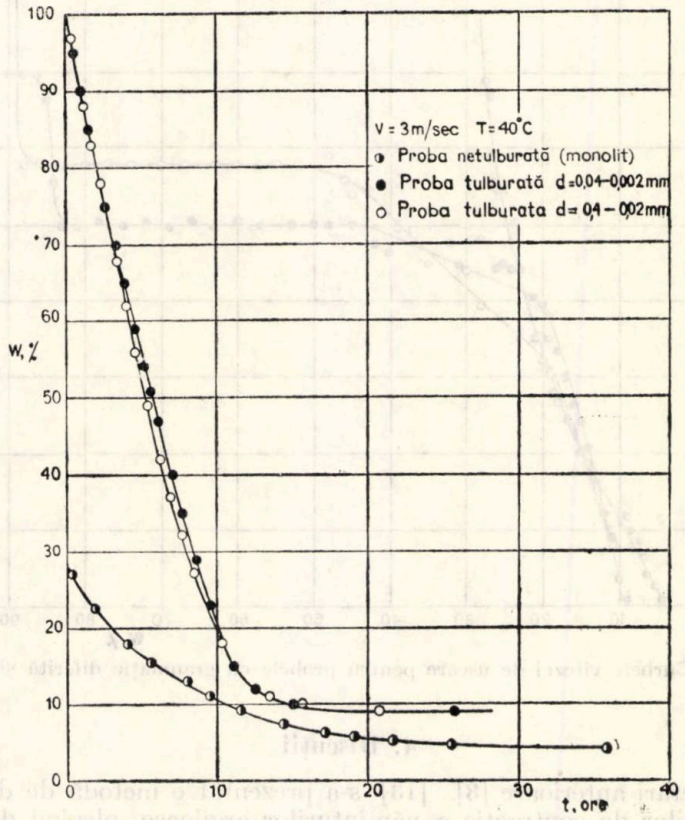


Fig. 6. — Curbele de uscare pentru probele cu granulație diferită și monolit.

În fig. 7 s-au reprezentat curbele de variație a vitezei de evaporare funcție de timp pentru probele de pămînt cu granulație grosieră, fină și pentru proba monolit. Se constată că la probele de argilă cu granulație grosieră și fină alura curbelor este asemănătoare, prezentînd două perioade cu viteză constantă și două perioade cu viteză descrescătoare. Punctele critice sînt situate între $W = 80...90\%$ și $W = 40...50\%$.

La proba monolit curba este continuu descrescătoare pînă în jurul umidității de echilibru (9...10%).

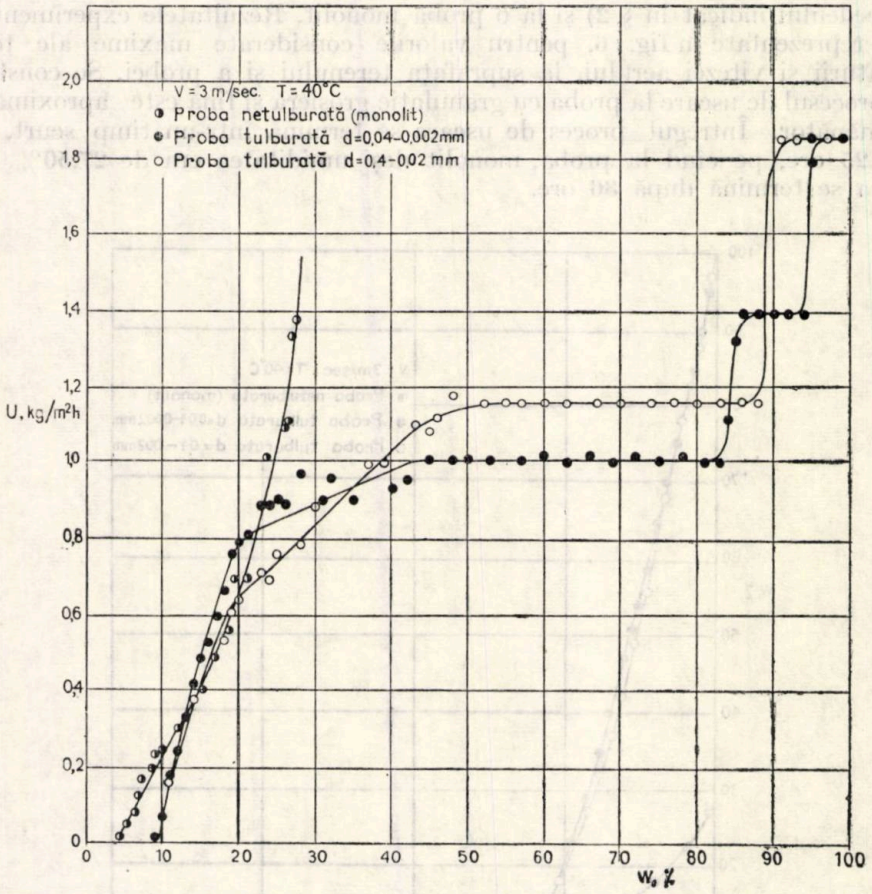


Fig. 7. — Curbele vitezei de uscare pentru probele cu granulație diferită și monolit.

4. Discuții

În lucrări anterioare [3], [13] s-a prezentat o metodă de determinare a coeficienților de contracție a pămînturilor argiloase, plecînd de la o serie de probe avînd formă cubică, confecționate din pămînt tulburat și cu un conținut cunoscut de umiditate, plastic consistent. Din același pămînt s-au confecționat două probe paralelipipedice care s-au uscat în regim condiționat, apropiat de cel natural local.

Curbele cinetice (fig. 2 și 3) indică viteze de uscare destul de apropiate. Curbele vitezei de uscare (fig. 3), obținute experimental, prezintă două perioade: o perioadă de uscare cu viteză constantă pînă la umiditatea critică de 39% și o perioadă de uscare cu viteză descrescătoare la umidități mai mici. Diferențele în viteza de uscare apar numai în prima perioadă, cînd viteza de uscare rămîne constantă și aceasta datorită faptului că umiditatea se evaporă de la suprafața probei și procesul de uscare este

controlat de difuzia externă care, la rîndul său, este puternic influențată de temperatură. În a doua perioadă viteza de uscare descrește, evaporarea are loc în interiorul probei și procesul este controlat de difuzia internă. În această perioadă temperatura influențează mai puțin viteza procesului de uscare. Probele presate prezintă, din punct de vedere macroscopic, contracții puternice pe toate cele trei direcții fără să apară fisuri pe suprafața exterioară (fig. 8 *a*).

Alte două probe au fost confecționate din același pămînt, tulburat dar nepresat. Pămîntul, în stare uscată, sub formă de granule, a fost introdus în matrițe de uscare, unde apoi i s-a adăugat apă pînă la curgere. La nivelarea probei un exces de apă s-a ridicat deasupra pămîntului.

Prin această metodă s-a căutat să se reproducă situația reală de la suprafața solului, caracteristică perioadelor cu precipitații abundente. Experimentări au fost făcute în această direcție și pentru alte terenuri [15].

Rezultatele sînt obținute la două viteze diferite ale agentului de uscare și sînt redate în fig. 4 și 5. Curbele vitezei de uscare (fig. 5) prezintă patru perioade distincte și anume: două cu viteză constantă de uscare și două cu viteză descrescătoare. Porțiunile din aceste două curbe, la umidități mai mici decît 60%, sînt identice cu cele obținute de alți cercetători pentru pămînturi argiloase, de exemplu pentru argila de Kibushi sau Gairome [18].

În cazul de față, pentru argila de Iași apare o a doua perioadă de uscare cu viteză constantă la umidități mai mari decît 60%, care nu este caracteristică pămînturilor argiloase. Această perioadă este consecința evaporării excesului de apă existent deasupra pămîntului. De la această perioadă are loc o trecere bruscă la o a doua perioadă de uscare cu viteză constantă, caracteristică pămînturilor argiloase. În această perioadă se evaporă apa de pe suprafața probei, apă care ajunge la suprafață prin migrare capilară în stare lichidă.

La umiditatea de 41,5% — prima umiditate critică — viteza de uscare începe să scadă datorită faptului că evaporarea are loc în interiorul probei. La umiditatea de 28% — a doua umiditate critică — viteza de uscare prezintă o scădere mai accentuată. Este posibil, deși faptul acesta nu este complet elucidat în literatură, ca în prima perioadă de scădere a vitezei de uscare umiditatea să mai continue să migreze în stare lichidă, ceea ce nu are loc în a doua perioadă de scădere a vitezei de uscare.

Un ultim set de trei încercări a fost efectuat cu o probă monolit, recoltată de la adîncimea de 1 m și cu două probe rezultate prin sortarea pămîntului cu granulație diferită. Rezultatele sînt redate în fig. 6 și 7.

Proba monolit, datorită conținutului inițial scăzut de umiditate, de aproximativ 27,50%, prezintă numai o singură perioadă pentru viteza de uscare și anume o perioadă cu viteză continuu descrescătoare.

În timpul uscării proba s-a contractat și pe suprafața ei au apărut fisuri (fig. 8 *b*) asemănătoare cu cele ce pot fi observate pe suprafața terenului din șesul rîului Bahlui, în perioadele secetoase și se pot compara cu rezultatele obținute de alți cercetători [1], [4], [8].

Curba vitezei de uscare, rezultată la uscarea probei cu material grosier (fig. 7), prezintă patru perioade de uscare: două perioade cu viteză con-

stantă și două cu viteză descrescătoare ; curba obținută la uscarea probei cu material fin prezintă cinci perioade de uscare : trei perioade cu viteză constantă și două cu viteză descrescătoare. Porțiunea acestor două curbe, corespunzătoare la umidități mai mici decît 80%, este identică cu cele reprezentate în fig. 5, obținute de asemenea și de alți cercetători [6], [18]. La umidități mai mari decît 80% apar una sau două perioade de uscare cu viteză constantă, datorită faptului că aceste probe prezintă la umidități foarte mari, fisuri mari, care măresc suprafața de uscare iar viteza de uscare are valori mai mari (fiind raportată la suprafața plană a probei).

Aceste probe nu se contractă sub formă de monolit datorită faptului că pămîntul este foarte fin și fragil. Totuși contracțiile sînt foarte puternice, mai puternice decît la proba monolit. Aceste contracții se manifestă prin apariția unor fisuri foarte mari care cresc și se adîncesc continuu în timpul uscării (fig. 8 *c* și *d*). Lățimea și adîncimea fisurilor este mai accentuată la proba cu fracțiunea cea mai fină (argilă — fig. 8 *d*).

5. Concluzii

O privire de ansamblu asupra rezultatelor obținute, în uscarea condiționată, a pămînturilor din șesul rîului Bahlui, scoate în evidență, în toate cazurile, contracția puternică a pămînturilor ca rezultat al îndepărtării umidității.

În general se constată că la pămînturile argiloase, care se prezintă sub formă de monolit sau sînt tulburate și compactate prin presare și au o compoziție granulometrică alcătuită din prafuri și argile sub formă de bloc, fără să-și modifice forma, pot apare pe suprafața lor fisuri de dimensiuni mici.

Pămînturile care au numai fracțiunea cu granulație foarte fină, în proporție de 90% pînă la 100% argilă, prezintă contracții mai puternice, care se traduc prin apariția unor fisuri foarte pronunțate.

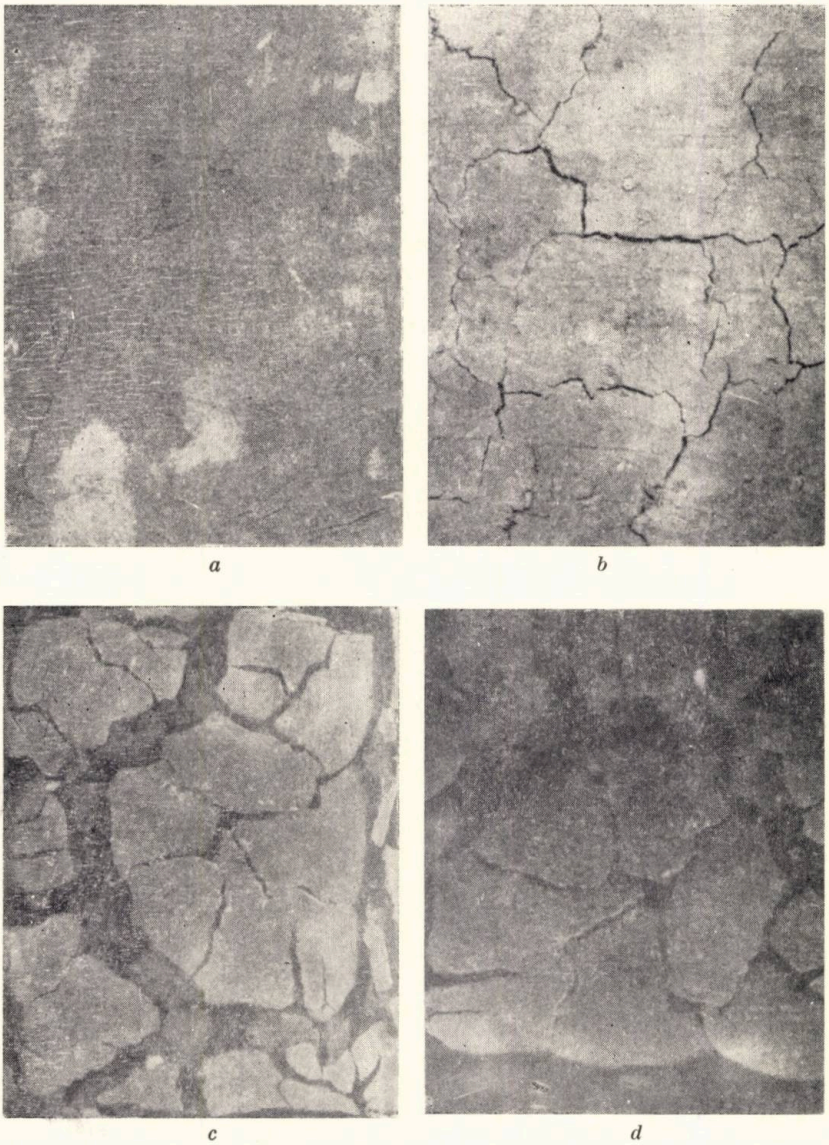
Curbele vitezei de uscare caracteristice argilelor de Iași prezintă, în general, trei perioade : una cu viteză constantă și două cu viteze descrescătoare. Cele două umidități critice depind de compoziția chimico-mineralogică, de structura granulometrică și de compactitatea (porozitatea) probelor.

La sfîrșitul procesului de uscare conținutul de umiditate corespunzător stării de echilibru este destul de ridicat, fiind cuprins între 5 și 9%.

Dacă se compară rezultatele din uscarea condiționată cu cele de variație a volumului [3], [9], [11] se constată că în cazul argilelor, în general și în mod special pentru argila de Iași, contracția se manifestă aproape în tot timpul uscării. Aproape de sfîrșitul perioadei a doua, cu viteză descrescătoare, corespunzător la o umiditate cuprinsă între 10...12% (aproximativ 10%), contracția stagnează.

Notații

C. T. N. — cota terenului natural, [m],
d — diametrul particulei solide, [mm],
D — coeficient de difuzie, [m^2/s],



a *b*

c *d*

Fig. 8. — Probele uscate : *a* — proba de pămînt presat, *b* — proba de pămînt monolit (netulburat), *c*—proba de pămînt grosier, *d* — proba de pămînt fin.

S — suprafața probei de pământ, [m^2],
t — timpul, [s],
T — temperatura aerului, [°C],
U — viteza de transfer (evaporare), [kg/m^2 h],
V — viteza aerului, [m/s],
X — distanța curentă de la suprafața probei, [m],
W — umiditatea probei de pământ, [%],
W_L — umiditatea corespunzătoare limitei superioare de plasticitate, [%].

Primită la 15 octombrie 1974

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de geotehnică, fundații
și căi de comunicații

BIBLIOGRAFIE

1. Andrei S., *Apa în pământurile nesaturate.* Ed. Tehn., Buc., 1967, 219—260.
2. Andrei S., *Le drainage de l'eau dans les sols à granulation fine.* Cahiers dela Recherche Théorique et Expérimentale sur les Matériaux et les Structures, *22*, Eyrolles Editeur, Paris, 1966.
3. Boți N., Silion T., *Studiul variațiilor sezoniere de volum ale stratului de fundare din lunca rîului Bahlui și influența acestora asupra comportării construcțiilor.* (III$_2$). Bul. Inst. polit. Iași, XIX (XXIII), *3—4*, s. V (1973).
4. Chandler R. J., *Lias Clay: Weathering Process and their Effect on Shear Strength.* Geotechnique, XXII, *3*, 403—431 (1972).
5. Cristian Gh., Tudose R. Z., *Aspecte noi în cinetica uscării.* Rev. de chimie, 22, *7*, 428—434 (1971).
6. Krischer O., Kröll K., *Die wissenschaftlichen Grundlagen der Trocknungstechnik.* Bd. I, 2. Aufl., Springer Verlag, Berlin — Göttingen—Heidelberg, 1963, 291—293.
7. Lîkov A. V., *Teoria uscării*, (trad. din l. rusă). ESAC, Buc., 1954, 329—342.
8. Profiri N., Stănculescu I., Antonescu I., *Măsuri constructive pentru prevenirea degradărilor construcțiilor fundate pe pământuri argiloase cu contracții mari.* Ed. Acad. R.P.R., Buc., 1954, 9.
9. Sbenke R., Culiță C., Andrei S., *Referat asupra încercărilor hidrice (..., contracție) pentru probe de pământuri argiloase.* C.S.C.A.S., INCERC, Buc., 1966.
10. Săveanu Th., ș. a., *Îndrumător de laborator la cursul de operații și utilaje în industria chimică.* Inst. polit., Iași, 1970, 118—132.
11. Silion T., Boți N., Martiniuc C., *Studiul variațiilor sezoniere de volum ale stratului de fundare din lunca rîului Bahlui și influența acestora asupra comportării construcțiilor* (I). Comunicare prezentată la ses. șt. jubil. de comun. tehnico-științ., „20 de ani de activitate", ISPIF, Buc., 1973.
12. Silion T., Boți N., Ivășcanu El., *Studiul variațiilor sezoniere de volum ale stratului de fundare din lunca rîului Bahlui și influența acestora asupra comportării construcțiilor* (II). Bul. Inst. polit. Iași, XVIII (XXII), *3—4*, s. V (1972).
13. Silion T., Boți N., *Studiul variațiilor sezoniere de volum ale stratului de fundare din lunca rîului Bahlui și influența acestora asupra comportării construcțiilor.* (III$_1$). Bul. Inst. polit. Iași, XIX (XXIII), *1—2*, s. V (1973).
14. Silion T., Boți N., *Studiul variațiilor sezoniere de volum ale stratului de fundare din lunca rîului Bahlui și influența acestora asupra comportării construcțiilor* (IV). Comunicare prezentată la ses. șt. jubil. de comun. tehnico-științ., „20 ani de activitate", ISPIF, Buc., 1973.
15. Silion T., Boți N., Mihăilescu C., *Dinamica umezirii terenului în jurul surselor de infiltrații sub presiune și cu nivel liber.* Lucr. ses. de comunicări tehn.- științ. D.S.A.P.C., Iași, 9—10 mai 1968.
16. Tudose Z. R., Cristian Gh., *Cinetica uscării materialelor umede. Modelul eterogen.* Bul. Inst. polit. Iași, XX (XXIV), *3—4*, s. II (1974).

17. Vasiliu H., Rotaru F., Coteleu V., Golimbovschi D., *Mișcarea apei în sol la Manzîr.* Comunicările Laboratorului de Chimie agricolă, III, *1* (1940).
18. Wakabayashi K., *Calculation of Moisture Distribution in Clay during Dryng Process.* Kagaku Kogaku, 28, *2* (1964).

UNTERSUCHUNG VON JÄHRLICHE VOLUMENÄNDERUNGEN DER LAGERUNGSSCHICHT IM BAHLUIFLUßTAL UND DEREN EINFLUß AUF DEN BAUWERKEN

V. Bedingte Trocknung des Lehmes von Jassy

(Zusammenfassung)

Die Lagerungsschicht im Bahluiflußtal, neben der Stadt Jassy, besteht aus zusammenziehbaren Lehm. Vorausgehende Untersuchungen gestatteten uns diesen Lehm den Bondenarten mit bedeutende Kontraktions- und Anschwellungseigenschaften, zuzuorden.

Die durch Feuchtigkeitänderungen der Lagerungsschicht, als Folge der atmosphärischen Niederschlägen und der Feuchtigkeitsabnahme (Bewegung der Bodenwassers) unter Mitwirkung von Wärme und Luftbewegungen, bedingte Volumenänderungen stehen im engen Zusammenhang mit den lokalen klimatische Bedingungen.

Unter Annahme dieser reelen Bedingungen der untersuchte Zone wurden, auf gestörte und monolitische Proben, Laborversuche über die bedingte Lehmtrocknung durchgeführt.

Die erhaltenen Ergebnisse weisen auf einer bedeutende Bodenkontraktion und auf die Ursachen der oberflächen Bodenrisse, hin. Es wurden die Trocknungsgeschwindigkeitkurven der Lehmen, speziell des Lehmes von Jassy, erhalten und mit den von anderen Verfassern gefundenen Kurven verglichen.

Experimentell wird bewissen daß sich der Lehm von Jassy während seiner ganzen Trocknungszeit stets zusammenzieht und das dieser Prozeß erst bei einer Feuchtigkeit von etwa 10% aufhört.

Nr. coli tipar 5

Tiparul executat la Întreprinderea poligrafică Iaşi str. Vasile Alecsandri nr. 6
sub comanda nr. 354
Republica Socialistă România

06224

F 1503/5

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XX (XXIV)

Fasc. 3–4

SECŢIA V CONSTRUCŢII ARHITECTURĂ

1974

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XX (XXIV)

Fasc. 3–4

SECŢIA V CONSTRUCŢII ARHITECTURĂ

1974

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. em. dr. doc. GH. ALEXA, prof. em. ing. D. ATANASIU, prof. ing. C. CALISTRU, prof. ing. T. GOLGOȚIU, prof. dr. doc. D. MANGERON (secretar), conf. ing. A. MARCHIȘ, prof. dr. doc. D. RUSU, acad. prof. dr. doc. CRISTOFOR SIMIONESCU (președinte)

COMITETUL DE REDACȚIE AL SECȚIEI

V. CONSTRUCȚII ARHITECTURĂ

Prof. dr. ing. C. CIOBANU
Conf. dr. ing. VL. BOGHIAN
Prof. dr. ing. ADR. RADU

REDACȚIA

Prof. dr. doc. D. MANGERON (redactor responsabil)
Conf. dr. ing. HUGO ROSMAN (secretar)

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XX (XXIV), Fasc. 3–4 1974

Secţia V

CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

SUMAR

Pag.

C. D. IONESCU, DAN PRECUPANU şi RUDOLF MÜHLBÄCHER, Posibilităţi de utilizare a grafurilor de fluenţă în analiza topologică a structurilor (II) (engl., rez. rom.) 7

ANATOLIE MIHUL, Influenţa defectelor de structură asupra cedării pietrei de ciment şi a betoanelor sub acţiunea încărcărilor (engl., rez. rom.) . . . 12

RUDOLF MÜHLBÄCHER, DAN PRECUPANU, C. D. IONESCU şi FLORIN VARLAM, Metodă pentru determinarea momentului capabil al grinzilor mixte oţel-beton utilizate la poduri (germ., rez. rom.) 19

I. DUMITRESCU, ANATOLIE MIHUL şi RUDOLF MÜHLBÄCHER, Recondiţionarea şarpantei metalice a unei hale industriale (germ., rez. rom.) . . 25

WOLFGANG DITTMANN (R.D.G.), Asupra determinării în laborator a parametrilor rezistenţei la forfecare pentru pământuri necoezive, la stări de eforturi unitare şi de deformaţii spaţiale şi plane (germ., rez. rom.) . . 31

TUDOR SILION şi N. BOŢI, Studiul cauzelor deformaţiilor ce au apărut în structura de rezistenţă a construcţiilor din complexul fabricii de cărămizi din Dorohoi ca urmare a unor fenomene geologice şi geotehnice complexe (rom., rez. germ.) 47

GH. NISTOR, Optimizarea intersecţiei înainte (rom., rez. rusă) 55

GH. GUGIUMAN, Contribuţii la realizarea de mixturi asfaltice colorate pentru drumuri (franc., rez. rom.) 65

V. BACALU, Ivirile de caolin de la Măcin—Dobrogea de Nord (rom., rez. franc.) 73

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tom XX (XXIV), Fasc. 3—4 1974

Section V

CONSTRUCTIONS. ARCHITECTURE

CONTENTS

Pp.

C. D. IONESCU, DAN PRECUPANU und RUDOLF MÜHLBÄCHER, Anwendungsmöglichkeiten der veränderlichen Graphen in der topologischen Analyse der Tragwerke (II), (German, Romanian sumary) 7

ANATOLIE MIHUL, On the Influence of Pores and Gap Area in the Process of Cement, Cement Stone and Concrete Failure (English, Romanian sumary) 12

RUDOLF MÜHLBÄCHER, DAN PRECUPANU, C. D. IONESCU und FLORIN VARLAM, Methode für die Bestimmung des Tragmomentes der Verbundträger im Brückenbau (German, Romanian summary) . . . 19

I. DUMITRESCU, ANATOLIE MIHUL und RUDOLF MÜHLBÄCHER, Instandsetzung des Stahldaches einer Industriehalle (German, Romanian summary) 25

WOLFGANG DITTMANN, (German Democratic Republic), Zur Ermitlung bodenmechanischer Scherparameter nichtbindiger Erdstoffe im Laboratorium bei räumlichen und ebenen Spannungs-und Formänderungszuständen (German, Romanian summary) 31

TUDOR SILION und N. BOȚI, Untersuchung der Ursachen für die Formänderungen in die Gebäudestrukturen eines großen Ziegelwerkes aus Dorohoi als Folge komplizierten geologischen und geotechnischen Einwirkungen (Romanian, German summary) 47

GH. NISTOR, Optimisation de l'intersection directe (Romanian, Russian summary) 55

GH. GUGIUMAN, Contributions à la réalisation des mixtures bitumineuses en couleurs pour les routes (French, Romanian summary) 65

V. BACALU, Les affleurements de kaolin de Măcin — Dobroudja de nord (Romanian, French summary) 73

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XX (XXIV), Вып. 3—4 1974

Секция V

СТРОИТЕЛЬСТВО. АРХИТЕКТУРА

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

К. Д. ИОНЕСКУ, ДАН ПРЕКУПАНУ и РУДОЛЬФ МЮЛБЕХЕР, Возможности употребления направленных графов в топологических анализ структур (II) (нем., рез. рум.) 7

АНАТОЛЬЕ МИХУЛ, Влияние дефектов структуры на процесс разрушения цементного камня и бетона под действии нагрузок (англ., рез. рум.) 12

РУДОЛЬФ МЮЛБЕХЕР, ДАН ПРЕКУПАНУ, К. Д. ИОНЕСКУ и ФЛОРИН ВАРЛАМ, Методы определения предельного момента пролетных строений с металлическими балками объединенными с железобетонной плитой (англ., рез. рум.) 19

И. ДУМИТРЕСКУ, АНАТОЛЬЕ МИХУЛ и РУДОЛЬФ МЮЛБЕХЕР, Восстановление металлической крыши промышленных щехов (нем., рез. рум.) 25

БОЛФГАНГ ДИТТМАНН(Г.Д.Р.), К вопросу определения сдвига для несвязанных грунтов в состоянных пространственных напряжений и плоской деформаций (нем., рез. рум.) 31

ТУДОР СИЛИОН и Н. БОЦИ, Изучение причин явлений деформаций зданий кирпичного завода города Дорохой при изменение геологнческих и геотехнических условий (рум., рез. нем.) 47

Г. НИСТОР, Оптимизация прямой засечкой (рум., рез. русск,) 55

Г. ГУДЖУМАН, К вопросу реализации цветных асфальтобетонов для дорог (франц., рез. рум.) 65

В. БАКАЛУ, Каолиный выход из местность Мэчин — северной Добружы (рум., рез. франц.) 73

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 3–4, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

D.K. 631.3.001 : 624.07

ANWENDUNGSMÖGLICHKEITEN DER VERÄNDERLICHEN GRAPHEN IN DER TOPOLOGISCHEN ANALYSE DER TRAGWERKE (II)

VON

C. D. IONESCU, DAN PRECUPANU und RUDOLF MÜHLBÄCHER

1. In dem Beitrag [1] wurde gezeigt wie man die Spannungen und Verformungen eines Rahmentragwerkes durch die topologische Analyse mit Hilfe der veränderlichen Graphen bestimmt. Die erhaltenen Lösungen enthielten die Knotenpunkmatrix und die Randmatrix, was gegebenen Falls ein Nachteil sein kann. Im Folgenden werden wir ein Lösungsverfahren nur auf Grund der Knotenpunktmatrix beweisen.

2. Wir nehmen z. B. ein Rahmentragwerk an und ordnen diesem einen orientierten Umfangsgraph zu und entsprechend jedem Element des Graphes (Zweig, Knotenpunkt, Rand) algebrische voneinander abhängige Veränderliche.

Zwischen dem gegebenen Kraftvektor aus dem Knotenpunkt, oder aus den Stabkräften der Stäbe aus dem Knotenpunkt $\{P\}$ und dem Vektor der totalen Spannungen aus dem Stäben $\{R\}$ besteht der Zusammenhang :

$$\{P\} = [N]^T \{R\}, \tag{1}$$

wobei $[N]$ — die Knotenpunktmatrix ist (sie drückt den Zusammenhang zwischen Knoten und Rändern aus).

Die totalen Distorsionen der Stäbe — der Vektor $\{V\}$ — wird mit der Gleichung :

$$\{V\} = \{D\} + \{d\} \tag{2}$$

berechnet, worin $\{d\}$ — der Vektor der Distorsionen, die den Stäben gegeben werden, darstellt (Anfangsverformungen, Temperaturverformungen, Vorspannungsverformungen usw.).

Zwischen dem Vektor der Distorsionen der Stäbe $\{D\}$ und dem Vektor der Knotenpunktverschiebungen $\{\Delta\}$ besteht der Zusammenhang :

$$\{D\} = [N] \{\Delta\}. \tag{3}$$

Die Gleichung (3) drückt aus, daß die induzierten Veränderlichen im Randes des Graphe durch die den Knotenpunkten beigeordneten Ver-

änderlichen die Kontinuität zwischen benachbarten Knotenpunkten aufrechterhalten.

Für das ganze Tragwerk, zwischen den totalen Stabspannungen —Vektor $\{R\}$ — und den totalen Stabdistorsionen — Vektor $\{V\}$ — ist die Beziehung

$$\{R\} = [K]\,\{V\} \tag{4}$$

erfüllt, wobei $[K]$ — die quasidiagonale Matrix die in der Hauptdiagonale die primitiven Steifigkeitsmatrixen der Stäbe des Tragwerkes umfasst, darstellt.

Aus dem Gleichungssystem (1)...(4) erhält man eine Beziehung für die Bestimmung der Knotenpunktverschiebungen des Tragwerkes—Vektor $\{\Delta\}$ und zwar:

$$\{\Delta\} = ([N]^T\,[K]\,[N])^{-1}\,\{P\} - ([N]^T\,[K]\,[N])^{-1}\,[N]^T\,[K]\,\{d\}. \tag{5}$$

3. Es ist bekannt, daß für die Bestimmung der Spannungen und der Distorsionen eines Tragwerkes in der klassischen Statik das Formveränderungsverfahren angewandt wird, wobei diesem Verfahren in der topologischen Analyse der Tragwerke die Knotenpunktmethode, die nur mit der Knotenpunktmatrix $[N]$ arbeitet, entspricht.

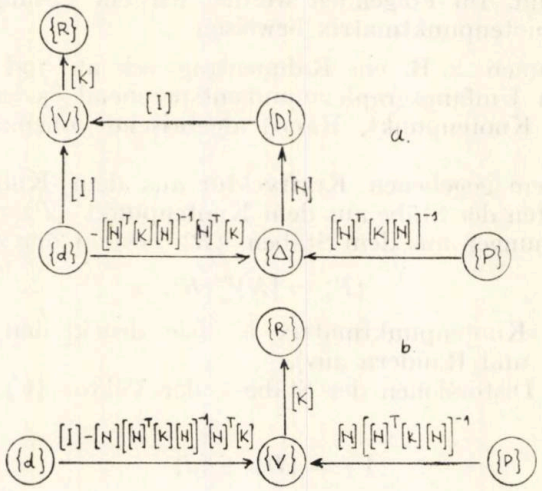


Fig. 1

Um die Beziehungsgleichungen eines Tragwerkes einerseits zwischen den Spannungen und den Distorsionen und andererseits zwischen den Kräften, die in den Knotenpunkten angreifen, und den Stäben aufgezwungenen Distorsionen zu bestimmen, bildet man den veränderlichen Graph aus Abb. 1 *a*, entsprechend dem Gleichungssystem (1)...(5). Aus dem residuellen veränderlichen Graph (Abb. 1 *b*) erhält man die Lösungen des Systems:

$$(6) \quad \{V\}=[N]\,([N]^T\,[K]\,[N]\,)^{-1}\,\{P\}+[[I]-[N]([N]^T\,[N]\,[N])^{-1}[N]^T\,[K]]\,\{d\},$$

$$(7) \quad \{R\} = [K]\,[N]\,[K_S\,]^{-1}\,\{P\} + [K]\,([I] - [N]\,[K_S\,]^{-1}\,[N]^T\,[K])\,\{d\},$$

wobei $[K_S]$ die Steifigkeitsmatrix des Tragwerkes darstellt, and mit der

$$(8) \quad [K_S] = [N]^T\,[K]\,[N]$$

Beziehung erhalten wird.

Ebenfalls kann man mit Hilfe der veränderlichen Graphen auch Lösungen beweisen, die nur die Randmatrix enthalten, also mit dem Randverfahren, das bzw. in der klassischen Statik Kraftverfahren genannt wird.

Eingegangen am 20. November 1974

Technische Hochschule, Jassy,
Lehrstuhl für Baumechanik,
Lehrstuhl für Gründungen,
Geotechnik und Verkehrswege

LITERATURVERZEICHNISS

1. Ionescu C. D., Precupanu D., Mühlbächer R., *Anwendungsmöglichkeiten der veränderlichen Graphen in der topologischen Analyse der Tragwerke* (I). Bul. Inst. polit. Iași, **XIX (XXIII)**, *3–4*, s. V, 36–38 (1973).
2. Fenves S., Branin F., *Network-Topological Formulation of Structural Analysis.* Proc. ASCE, Structural Division, **ST 4** (1963).
3. Fenves S. u. a., *Guide to Development and Use of Electronic Computer Programs.* Proc. ASCE, Structural Division, **ST 6** (1964).
4. Fenves S., *Structural Analysis by Network Matrices and Computers.* Proc. ASCE, Structural Division, **ST 1** (1966).
5. Ionescu C. D., *Contribuții la determinarea răspunsului seismic al structurilor în cadre în conlucrare cu terenul de fundație.* Doct. Diss., Technische Hochschule, Jassy, 1973.

POSIBILITĂȚI DE UTILIZARE A GRAFURILOR DE FLUENȚĂ ÎN ANALIZA TOPOLOGICĂ A STRUCTURILOR (II)

(Rezumat)

Se prezintă un aspect deosebit de important, acela al determinării eforturilor și deformațiilor unei structuri, prin analiză topologică, formulare care prezintă avantaje în utilizarea calculatoarelor. Soluțiile problemei sînt obținute prin metoda nodurilor folosind grafurile de fluență.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 3–4, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

D. C. 666. 8/.9

ON THE INFLUENCE OF PORES AND GAP AREA IN THE PROCESS OF CEMENT, CEMENT STONE AND CONCRETE FAILURE

BY

ANATOLIE MIHUL

1. Considerations on the Macrostructure of Concrete and Cement Stone

The concrete structure may be represented as a spatial lattice made of resistent mineral aggregate grains who are binded between them by the cement stone comprising in its assembly gaps, pores, micropores, microcracks, capillary channels, interstitial spaces, filled with air, with steam or other gas with free and physically binded water or with other various solutions.

The cement stone, named by some researchers microconcrete, presents a similar structure, having the particularity that the mineral aggregate misses being replaced by cement grains in course of being hydrated and with crystalline concretions that are lied between them by the gelic mass of hydrosilicates in continuous process of hardening.

Of the static view point the concrete structure may be fancied as a spatial system in lattice with great redundancy; that system made of members with different rigidities, binded between them, are loaded under the effect of the various actions and strained compatible with the bindings existing in the structural lattice; the stresses and strains are continually redistributed in time as a consequence of the plastic strain apparition which characterises the gel behaviour as well as under the effect of the local failures, respectively of the binding charges of the component members owing to the apparition and development of microcracks.

The most important characteristics of this structure consiste in the fact that the tension concentrations are appearing in (under the effect of the outer and inner actions), the values of which are increasing up to levels that may exceed many times the average value of the stresses (§ **3**).

These concentrations and large variations of tensions appeare as a follow of the quite different characteristics presented by the composing materials of the structure, especially owing to the gaps of any nature, that create discontinuities in the solid medium mass (cement stone, ag-

gregate, concrete). By analysing the concrete manner of behaviour under these variations of tensions one can generally notice the reduced effect by which the cement stone is opposing to the tendency of local increasing of stresses, especially to the tension ones.

By analysing the influence aggregate grains exerted upon the concentrations of tensions compared to the gap influence one can demonstrate both theoretically and experimentally that the latter are intervening with a incomparably greater decisive effect [1]. That is why one demonstrates that the sources of microcrack apparition that are preparing the concrete rupture are the gaps, the pores, weak areas neighbouring the contact surfaces of the aggregate grains to the cement stone, the microcracks and the dislocations; the microcrack formation and their development contribute to increase the structural defect (in some cases the stressing of their effect) being thus essentially modified the tension values in the concentration area (respectivelly their degree of concentration).

2. The Failure Mechanism of the Concrete Structure and Cement Stone

By analysing the concrete behaviour in compression one finds that the concrete failure is growing gradually as a consequence of the progressive degradation of the structure. As it is known, the rupture of concrete members under the compression stress action is produced as a follow of some microcracks apparition, the orientation of which is generally in the action direction of the stress (Fig. 1).

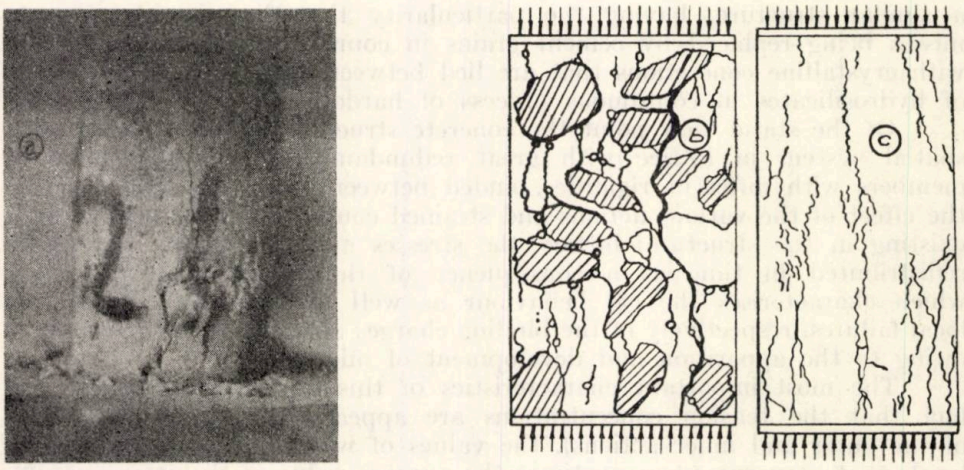


Fig. 1. — The failure character of the concrete in compression, determined on drill core taken out of the structure; the microcrack formation and apparition in the compressed members: *a* — aspect when testing a drill core; *b* — microcracks and crack formation noticed in a concrete matted section; *c* — microcrack and crack spectrum at a microconcrete sample.

The rupture nature of the tensioned concrete is essentially modified compared to that which was found in compression ; watching the testing results one can point out the fact that the failure of the concrete structure subjected to the tension stresses presents an auto-accelerated character ; one can also observe that the degradations themselves appeared in the structural system under the local stress action, lead to the apparition of some new defects, without mentionning the adaptation phenomena, from certain loading intensity (excepting the cases when either some fibres, have been introduced in the concrete structure or hardening materials by injection, or the cement stone structure as modified as a follow of having introduced some additives — polymers, latexes, etc. — Fig. 2). One remarks, thus, a practical brittle rupture character proper to the fragile materials in the tensioned concrete members.

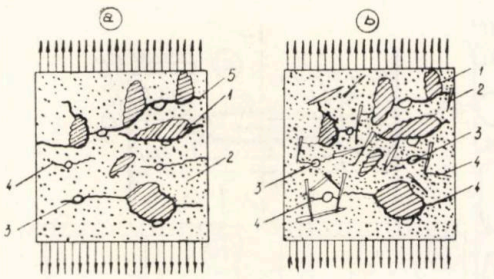


Fig. 2. — Failure scheme of the concrete under tension : *a* — without fibres, *b* — with metallic fibres (needles) ; *1* — aggregate, *2* — cement stone, *3* — pores, gaps, *4* — microcracks, *5* — cracks, *6* — fibres (needles).

Various researchers in the concrete field have elaborated different theories and hypotheses concerning the phenomena characterising the concrete rupture. They may be grouped in three cathegories : the phenomenologic theory (of which the most spread is M o h r's theory), the statistic theories and the structural ones.

In spite of the fact that some researchers have attempted, in the frame of the elaborated theories to point out the part played by the tension concentration appearing in the neighbourhood of the structural defect characteristic for the fragile materials and greatly for the concrete, no one of the theories or hypotheses that have been already elaborated have analysed the effect played by changing of the gap-shape itself, upon the degree of concentration, respectively upon the material behaviour, i. e. the effect of the loadings with both of short and of long standing.

The author, in what follows, presents some appreciations in this sense ; of the presented data it results that a series of phenomena related to the failure character of the concrete structure (with mineral bond with/without additives) may be explained by analysing the modification of the shapes of the structural defects which, in fact, lead to an accentuation or sometimes to the blurring of the increase in the concentration degree of the stresses.

The concrete failure under compression as well as tension may be explained by analysing the phenomena (which prepare the rupture) which appear in the structure long before the proper failure is happening in this

failure process of the structure are greatly intervening the structural defects the gelic mass behaviour and that of the inert one which are influenced themselves by the loading intensity and standing of its action.

3. The Influence of the Structural Defects and of their Shape Changing

The author has established from the researches carried out by experimental testings (microscopic analyse), as well as by theoretical way (by studies on models — Fig. 3), that the microcrack apparition in the marginal zones of the structure defects (especially, gaps and pores and sometimes grains of aggregate), produced by the action of the tension stresses (Fig. 4), modifies their shape. In its turn the modifications of the gap shape lead

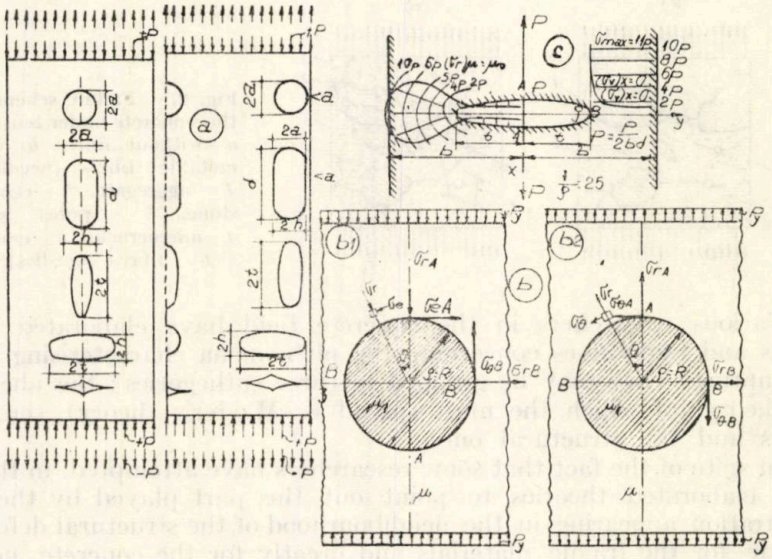


Fig. 3. — Models for analysing the tension states in the cement stone and concrete : *a* — gap shape and position, *b* — the model scheme carried out either of two materials or a material and a gap, *c* — scheme for determining the tension state.

to the increase or decrease of the concentration degree of the stresses. Thus, in the tensioned members (Fig. 5) the changing of the gap shape greatly increases the degree of concentration which determines the acceleration of the fraying out of the concrete. Thus, one observs that a circular shaped gap, after the microcracks have appeared, as a consequence of the tension concentration that has resulted three times greater than the load p, changes, with great velocity, in an elongated gap, where the tension concentration increases proportionnally to its length increase (following the microcracks development).

An elliptical gap with its minor axis perpendicular on the action direction, where the concentration before the microcrack was reduced, after they have appeared as a follow of the gap changing, reaches higher and higher values similar to those established in the circular gaps.

At an elliptical gaps with its major axis perpendicular on the stress direction, the concentration — compared to other gaps'one — is greater, fact which determines the apparition of the first microcracks in front of these gaps. Once the microcracks have appeared they are enhancing both the gap lengthning and the concentration increase.

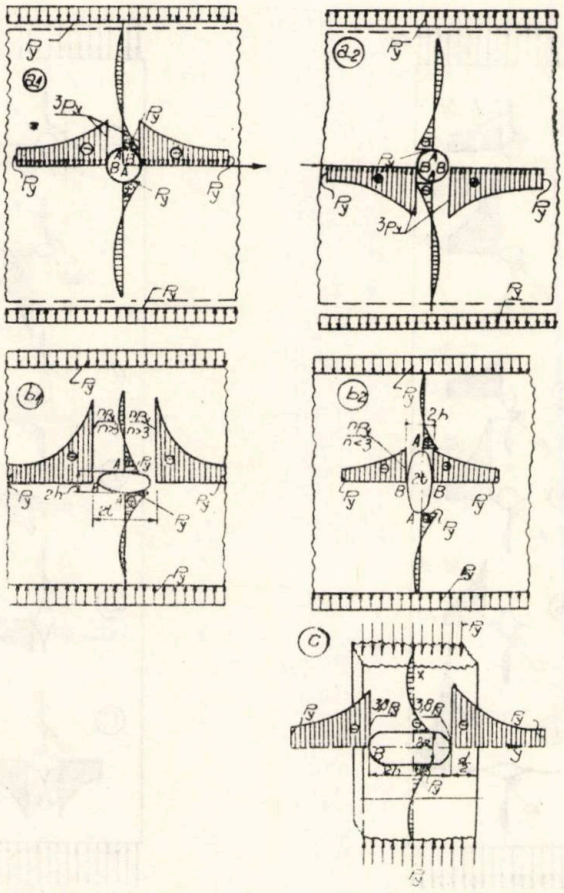


Fig. 4. — The gap shape : *a* — circular, *b* — elliptical, *c* — rectangular, connected.

Thus, at a special state of microcracks a phenomenon of autoacceleration of the stress increasing is appearing which leads to an increase of the local failure without needing the loading increase. The effect of these phenomena in the nonreinforced concrete is its sudden failure and in the

case of the reinforced concrete it determines, after a time, the cracks in the tensioned area of the acted member.

Having in view the fact that the changings of the gap shape happen in time, under constant load, from certain state of microcracks under the action of the loadings that are no more changing their intensity, it can occur at a certain moment the non-announced failure of the concrete under tension, the rupture having a brittle character. In the same manner, the apparition of the cracks is explained after a certain interval of time as well as their frequency into the reinforced concrete in structures submitted to

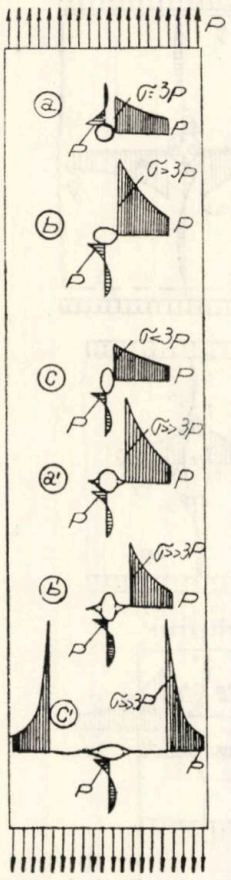


Fig. 5. — The modification of the concentration degree of tensions owing to the changing of the gap shape under the tension stress action : *a* — circular shape, *b* — ellipse with major axis on the loading direction, *c* — according to the loading sens; *a'*, *b'*, *c'* — after the microcracks have appeared.

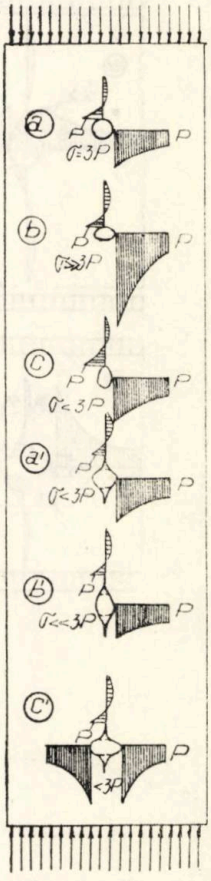


Fig. 6. — Modification of the concentration degree of tensions owing to the gap shape changing under the action of compressive stresses : *a* — circular shape, *b* — ellipse with major axis perpendicular on the loading direction and sens; *a'*, *b'*, *c'* — after the microcracks have appeared.

long action loadings, by increasing the microcrack degree determined in time by the increase of defects itself, to which is added the plastic strains on a skeleton with a dense network of local ruptures.

In the compressed members the changing of the gap shapes induces a decrease of the concentration degree of the compression stresses (Fig. 6). The cross-section stresses under tension, the value of which is neer to the loading value, are increasing proportionally to the loading. By analysing the modifications of the gap shape one can note that the circular shape where the compression stress concentration is $3p$, and where the tension stress concentration is p, gets an oblong shape according to the force direction, owing to the microcracks'formation (as a consequence of the tension transversal stresses), fact which leads to a reduction of the stress concentration under compression. This fact appeares in all the kinds of gaps which means that the maximum compression stress intensity compared to the action stress increase, p decreases. The structure failure grows gradually under the tension stress action but the value of which increases with the action intensity. This time the microcracks are formed in the action force

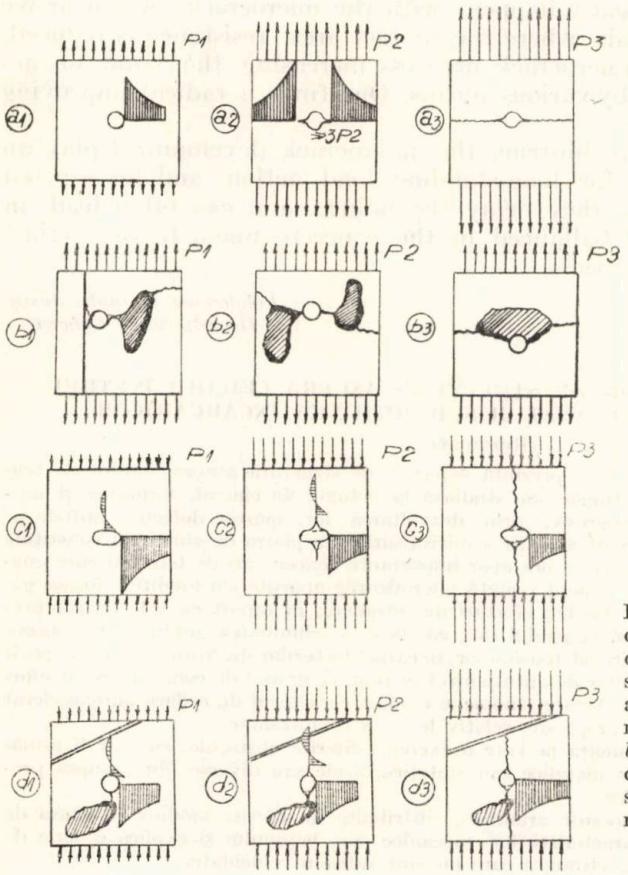


Fig. 7. — The development process of microcracks : a — microcrack induced by the tension stress meet no more obstacle after having appeared, b — it meets obstacles, b_1 — a steel bar, b_2, b_3 — aggregate grains, c — microcrack produced by tension stresses meets no obstacle, d — microcrack meets both a bar and an aggregate grain.

direction; they are developing at the constant load in time in a rather less proportion than those appeared in tension, this time as a follow of the steady creep effect and of the cross-strains increase, determined by the plastic strains themselves which are accompanying the stresses. The microcracks that prepare the compression rupture of the concrete at the level of a certain constant load, for exemple 85%...95% of the rupture load, can develop in time and bring about the concrete rupture, the structure being established at this level so much that the stopping of the failure phenomena may no more occur.

4. The Obstacles' Influence

The obstacles as aggregate grains, reinforcement bars, adherent plugs introduced into the concrete may play an important part in the microcrack development process (Fig. 7). Thus, the microcracks which in the development process reach a level in front of either a reinforcement or of an adherent thread, or of an adherent grain are hindered in their development; in the case they meet a weak area they modify their way, following it; that's what it usually happens with the microcracks which arrive in front of an aggregate grain where the contact area resistance is reduced, fact which facilitates the microcrack progress increasing the bond or actioning upon the adherence by various means. One finds a radical improving of the concrete resistance.

The obstacles that are blurring the microcrack development play an important part especially for long-standing load action and for repeted dynamic action loads since they delay the failure, and can often lead, in great measure, when well ballanced in the concrete mass, to the extinction of the microcrack process.

Received, October 16, 1974

Polytechnic Institute, Jassy
Department of Concrete

INFLUENȚA DEFECTELOR DE STRUCTURĂ ASUPRA CEDĂRII PIETREI DE CIMENT ȘI A BETOANELOR SUB ACȚIUNEA ÎNCĂRCĂRILOR

(Rezumat)

Se analizează efectul pe care îl prezintă defectele de structură asupra stărilor de tensiuni și deformații la materiale fragile. Se studiază, la betonul de ciment, formarea și dezvoltarea microfisurilor, care, progresiv, prin dezvoltarea lor, sporesc defectele inițiale pe care le prezintă. Se arată că sursa de apariție a microfisurilor în piatra de ciment o constituie defectele de structură în vecinătatea cărora apar importante concentrări de tensiuni care conduc la ruperea locală a pietrei de ciment; odată microfisurile apărute ele modifică forma golurilor și a porilor în mod diferit pentru eforturi de întindere, în raport cu cele de compresiune. Modificarea formei golurilor, la rîndul său, conduce la schimbarea gradului de concentrare; astfel, gradul de concentrări al tensiunilor, în cazul eforturilor de întindere, este sporit în mare măsură (prezintă un caracter de autosporire) în timp ce gradul de concentrare al eforturilor de compresiune este redus. Aceste fenomene explică caracterul de cedare autoaccelerat al betonului la întindere și cel progresiv, relativ lent, la compresiune.

Se analizează totodată influența pe care o exercită diferite obstacole, cum ar fi armăturile sub formă de bare, sîrmele metalice sau sintetice, acele sau diverse fibre, asupra propagării și dezvoltării microfisurilor.

Cunoașterea intervenției acestor armături, distribuite în diferite moduri în masa de beton, asigură îmbunătățirea caracteristicilor mecanice ale betonului și explică o serie de fenomene (cum ar fi de exemplu etirarea) care nu sînt suficient elucidate.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 3–4, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

D. K. 642.01; 624.2

METHODE FÜR DIE BESTIMMUNG DES TRAGMOMENTES DER VERBUNDTRÄGER IM BRÜCKENBAU

VON
RUDOLF MÜHLBÄCHER, DAN PRECUPANU, C. D. IONESCU
und
FLORIN VARLAM

1. Einführung

Mit der vorgeschlagenen Methode kann man mit ausreichender Genauigkeit auf Grund des elasto-plastischen Verhaltens des Betons und des Stahles und auf Grund des plastischen Grenzgleichgewichtes das Tragmoment für Verbundträger bestimmen.

Die Methode verwendet die Grundlagen des Grenzlastverfahrens, da dieses für die Betonbrücken die ofizielle Methode darstellt [15] und für Stahlbrücken existieren Richtlinien für dessen Anwendung [16], sodaß die Verbundquerschnitte nach einer einheitlichen Methode berechnet werden können [3], [5].

In Analogie mit den Betonquerschnitten [3] kann der Verlust der Tragfähigkeit der Verbundquerschnitte folgendermassen stattfinden:

a) Der Beton bricht bevor der Stahlquerschnitt die Fliessgrenze erreicht — Unzulänglichkeit des Betons.

b) Der Stahlquerschnitt erreicht die Fliessgrenze bevor der Beton bricht — Unzulänglichkeit des Stahles.

c) Gleichzeitiger Bruch des Betonquerschnittes und Fliessen des Stahles — kritischer Querschnitt.

Um optimale Verbundquerschnitte zu erhalten müssen diese dem kritischen Querschnitt bei der Bemessung sehr angenähert werden, was schrittweise durch Verändern des Beton- und Stahlanteiles geschieht. Bei der Bestimmung des Tragmomentes geht man von der Voraussetzung aus, daß der Verbundquerschnitt ein kritischer Querschnitt ist.

2. Voraussetzungen

1° Man akzeptiert die Gültigkeit der Bernoullischen Hypothese [1]...[9].

2° Die Berechnung erfolgt auf Grund des plastischen Grenzgleichgewichtes [2], [3], [5].

3° Bis zum Bruch tritt kein Gleiten der Betonplatte auf; es herrscht also starrer Verbund [1], [2], [7], [9], [14].

4° Das Diagramm der Einheitsdehnungen/Spannungen und Einheitsverkürzungen/Spannungen des Stahles ist ein P r a n d t l diagramm [3], [5], [17].

5° Das Diagramm Einheitsverkürzungen/Spannungen für Beton beruht auf den Angaben von [15] und wird zu einem P r a n d t l diagramm vereinfacht.

6° Die Grenzbruchverkürzung des Betons, unabhängig von dessen Güte wird 3,5‰ angenommen [14].

7° Die Querschnittsverdrehung im Bruchstaddium ist durch die Betondruckverkürzung begrenzt [3], [5], [14].

8° In den Berechnungen wird der Einfluß des gezogenen Betonquerschnittes vernachlässigt [1]...[9], [13], [14].

9° Im Beton herrscht gleichmässige Druckspannungsverteilung für die mittragende Plattenbreite [1]...[9], [13], [14].

10° Der Einfluss der Querkräfte ist vernachlässigbar klein [1]...[9], [14].

3. Einheitsverkürzung—Dehnung/Spannungsdiagramme

Abb. 1 zeigt das Einheitsverkürzung—Dehnung/Spannungsdiagramm für OL 37-1 (Dicke $a > 16$ mm) [18] mit dem Elastizitätsmodul $E_0 = 2{,}1 \times \times 10^6$ daN/cm² [19]. Nimmt man die Fließgrenze σ_c als Normspannung an und den Homogenitätsfaktor $k_0 = 0{,}85$ [15], [16] so erhält man die Tragspannung R_0^c.

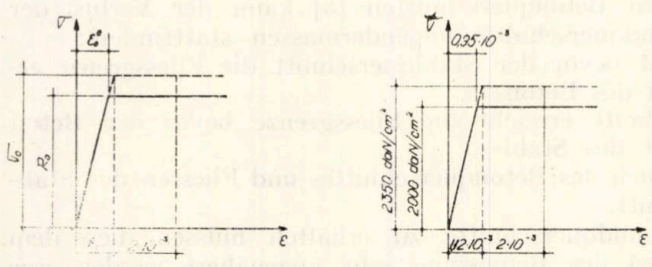


Abb. 1. — Einheitsdehnungen/Spannungsdiagramm des Stahles. Beispiel: OL 37-1, $a = 16$ mm, $R_0^c = 0{,}85.2\,350 = 2\,000$ daN/cm².

Wenn:

$$(1) \qquad \varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_0}$$

und

$$(2) \qquad R_0^c = k_0 \sigma_c$$

erhält man der Tragspannung zugehörige Einheitsdehnung als:

$$(3) \qquad \varepsilon_0^c = \frac{R_0^c}{E_0} .$$

Ebenfalls nimmt man an daß der ganze Stahlquerschnitt fließt wenn die remanente Einheitsdehnung- oder Verkürzung 0,2% beträgt [20].

Die Spannungen sind in der Druck- und Zugzone durch die Tragspannungen begrenzt, und man erhält so die fettausgezogene Linie aus Abb. 1.

Für das Einheitsverkürzung/Spannungsdiagramm des Betons wird als Ausgangspunkt die Vorschrift [15] angenommen, zuträglich wird für jede Betongüte die Grenzverkürzung:

(4) $$\bar{\varepsilon}_b = \text{konst.} = 3{,}5.10^{-3}$$

angenommen.

Begrenzt man die tatsächlichen Spannungen im Beton durch die Rechenspannung (R_i) und nimmt man einen Plastizitätsbeiwert $\lambda = 0{,}5$ an und erstreckt sich der elastische Bereich bis zur Rechenspannung, so kann man das Einheitsverkürzung/Spannungsdiagramm des Betons (Abb. 2) aufzeichnen.

Wenn

(5) $$\lambda = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \text{konst.} = 0{,}5$$

so ist die Grenzeinheitsverkürzung (s. Abb. 2)

(6) $$\varepsilon_e' = \frac{R_i \varepsilon_e}{R_b},$$

worin : ε_e — elastische Einheitsverkürzung, R_b — Betonwürfelfestigkeit.

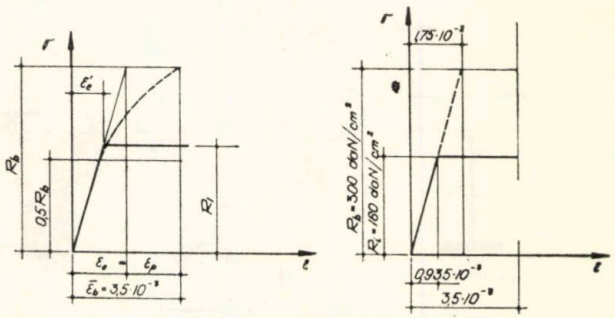


Abb. 2. — Einheitsverkürzung/Spannungsdiagramm des Betons. Beispiel : B 300, R = 160 daN/cm².

In Abb. 2 ist durch ein Beispiel das Einheitsverkürzung/Spannungsdiagramm für B 300 dargestellt.

4. Grapho-analytische Berechnung des Tragmomentes

Man geht davon aus, daß der zu untersuchende Querschnitt ein kritischer Querschnitt ist, also im Grenzstadium geht der Beton zu Bruch beim gleichzeitigen Fliessen des Stahluntergurtes, sodaß die neutrale Achse graphisch laut Abb. 3 gefunden wird.

Auf Grund des Einheitsverkürzung—Dehnung/Spannungsdiagramme beider Materialien folgen die Resultierenden der Druckspannungen (F_c) und der Zugspannungen (F_i).

Vergleicht man diese, so können drei Fälle auftreten :

(7) $$F_c > F_i$$

— Unzulänglichkeit des Stahles — der Bruch des Querschnittes tritt durch das Fliessen des Stahles ein (A''-B);

(8) $$F_c < F_i$$

— Unzulänglichkeit des Betons — der Bruch des Querschnittes tritt durch den Bruch der gedrückten Betons ein (A-B'');

(9) $$F_c = F_i.$$

Der untersuchte Querschnitt ist tatsächlich ein kritischer Querschnitt (A-B).

In den ersten beiden Fällen wird entweder der Stahlquerschnitt verschnitt vergrößert oder der Betonquerschnitt verkleinert (7), oder der Betonquerschnitt vergrößert oder der Stahlquerschnitt verkleinert (8), damit man den Querschnitt einem kritischen (9) annähern kann.

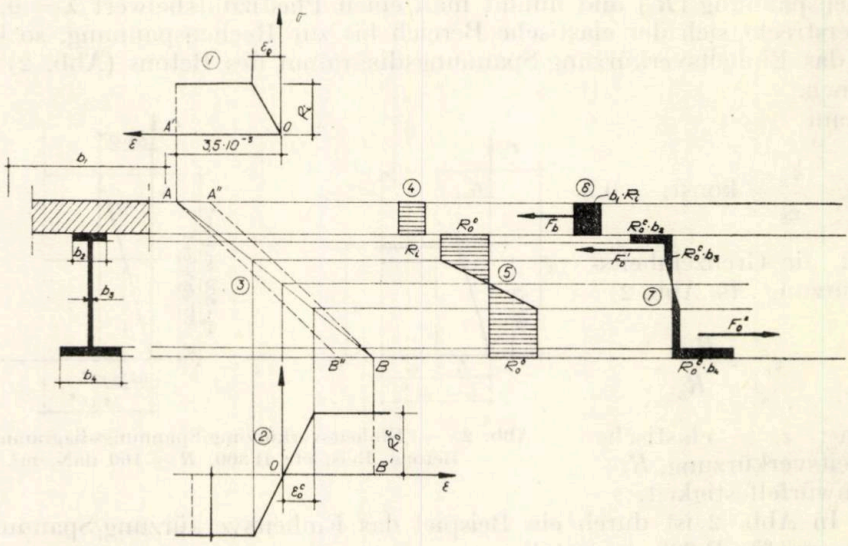


Abb. 3. — Querschnittsanalyse : $a - F_c > F_i$ — Unzulänglichkeit des Stahles A''-B), $b - F_c < F_i$ — Unzulänglichkeit des Betons (A-B''), $c - F_c = F_i$ — kritischer Querschnitt (A-B).

Die praktische Berechnung wird folgendermassen durchgeführt :

Man berechnet die Resultierende der Druckspannungen :

$$F_c = F_b + F_0' + (F_a), \tag{10}$$

worin : F_b — Resultierende der Betondruckspannungen, F_0' — Resultierende der Stahldruckspannungen, F_a — Resultierende der Druckspannungen aus der Plattenlängsbewehrung.

Man berechnet die Resultierende der Stahlzugspannungen :

$$F_i = F_0''. \tag{11}$$

Man vergleicht F_c mit F_i und korrigiert zweckmässig den Querschnitt. Man bestimmt anschliessend die neutrale Achse im komplett plastischen Zustand, aus der Bedingung :

$$\omega_c = \omega_i, \tag{12}$$

mit : ω_c — idealisierter gedrückter Querschnitt, ω_i — Querschnitt des gezogenen Stahles.

Dabei verwendet man das Modul der relativen Festigkeiten Stahl-Beton (n_{tr}) ohne das die Phänomene des Kriechens und des Schwindens zu berücksichtigt werden brauchen :

$$n_{tr} = \frac{R_0^c}{R_i}. \tag{13}$$

Die Grenztragfähigkeit der Druckzone wird :

$$F_c = \omega_0' R_0^c + \omega_b R_i + \omega_a R_a^c, \tag{14}$$

wobei : ω_0' — gedrückter Stahlquerschnitt, ω_b — gedrückter Betonquerschnitt, ω_a — gedrückter Plattenlängsbewehrunsquerschnitt, R_a^c — Rechenfestigkeit der Plattenlängsbewehrung.

Die Grenzfestigkeit des gezogenen Stahlquerschnittes ist :

$$F_i = \omega_0'' R_0^c, \tag{15}$$

wobei ω_0'' — gezogener Stahlquerschnitt.

Die neutrale Achse folgt aus der Bedingung :

$$F_i = F_c, \tag{16}$$

oder

$$\omega_0' R_0^c + \omega_b R_i + \omega_a R_a^c = \omega_0'' R_0^c. \tag{16 a}$$

Das Tragmoment erhält man :

$$M_{cap} = mF_i z = mF_c z, \tag{17}$$

wobei : $m = 0{,}85$ — Arbeitsbedingungskoeffizient, z—Lastarm des Kräftepaares F_i und F_c.

Da z komplizierter zu berechnen ist kann man das Tragmoment mit der Gleichung :

$$M_{cap} = m(\omega_0' R_0^c z_0' + \omega_b R_i z_b + \omega_a R_a^c z_a + \omega_0'' R_0^c z_0'') \tag{18}$$

berechnen.

Die z_i - Werte sind die Schwerpunktsabstände der Querschnitte von der neutralen Achse die nach (16) oder (16 a) berechnet werden. So kann das Tragmoment für jedwelchen Verbundquerschnitt berechnet werden.

5. Bemessung

Für die Berechnung der Verbundbrückenquerschnitte kann folgendermassen vorgegangen werden.

Auf Grund des notwendigen Widerstandmomentes berechnet man den Querschnitt wie einen Stahlquerschnitt. Die optimale Höhe des Verbundquerschnittes ist um 10...15% kleiner als eines Stahlquerschnittes. Man bestimmt die Querschnittsabmessungen des Stahlquerschnittes auf Grund dieser reduzierten Höhe. Optimal muß der Stegquerschnitt dem Flanschquerschnitt gleich sein. Die Dicke der Betonplatte wird aus deren statischen Berechnung in Querrichtung bestimmt. Man bestimmt die mittragende Breite laut Vorschriften. Man vermindert den Querschnitt des Oberflansches

sodaß der idealisierte Querschnitt annähernd symetrisch wird. Man berechnet das Tragmoment, falls nötig werden die Querschnittsabmessungen korrigiert.

Eingegangen am 13. November 1974

Technische Hochschule, Jassy,
Lehrstuhl für Geotechnik, Gründungen
und Verkehrswege,
Lehrstuhl für Baumechanik

LITERATURVERZEICHNIS

1. Bota V., *Calcul en plasticité des poutres mixtes acier-béton.* Construction métallique, *1* (1970).
2. Daniels J. H., *Comportement statique et à la fatigue des ponts mixtes avec et sans précontraint de la dalle.* Ann. de l'Inst. Technique du Bâtiment et de Travaux Publics, sept—oct. (1973).
3. Lipski A., Dobruszkes A., *Die Grenzlast-Bemessung der Preflex-Träger.* Information 2/69 über PREFLEX Verbund-Träger.
4. Mateescu D., Bota V., *Alcătuirea și calculul grinzilor compuse oțel-beton.* Rev. constr. și a mater. de constr., *7* (1966).
5. De Miranda F., *Aspects fondamentaux de la construction mixte acier-beton.* Acier-Stahl-Steel, *1* (1960).
6. Rüsch H., *Essais d'une nouvelle théorie de la flexion du béton armé.* Centre d'etude, de recherches et d'essais scientifiques du génie civil, *2* (1961).
7. Sattler K., *Theorie der Verbundkonstruktionen.* Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 1959.
8. Viest J. M., Fountain R. S., Singleton R. C., *Composite Constructions in Steel and Concrete for Bridges and Buildings.* Mc Graw Hill Co., New York, 1958.
9. Стрелецкий Н. Н., *Сталожелезобетонные мосты.* Изд. Транспорт, М., 1965.
10. * * * DIN 1078, *Verbundträger Strassenbrücken, Richtlinien für die Berechnung und Ausführung.*
11. * * * TGL 13 460, *Stählerne Strassenbrücken.* November 1964.
12. * * * C. P. Part 2, *Composite Construction in Structural Steel and Concrete: Beams for Bridges.* British Standard Institution, London, 1967.
13. * * * *Notes techniques de la comission pour l'étude de la construction mêtallique.* C-12, Bruxelles.
14. * * * *Instrucțiuni tehnice pentru calculul și alcătuirea constructivă a structurilor compuse oțel-beton.* Contract nr. 3 741/72, Catedra de beton armat și clădiri, Inst. polit. „Traian Vuia", Timișoara.
15. * * * *Calculul și alcătuirea elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat pentru construcții civile și industriale, revizuire STAS 8 000-67, faza de proiect* (STAS 8 000-73). INCERC, Conf. a V-a de Betoane, Timișoara, 26—28 oct. 1972.
16. * * * *Normativ condiționat pentru calculul construcțiilor la stări limită.* Vol. II, Buc., 1962.
17. * * * STAS 438-67.
18. * * * STAS 500/1-68.
19. * * * STAS 763/1-71.
20. * * * STAS 200-67.

METODĂ PENTRU DETERMINAREA MOMENTULUI CAPABIL AL GRINZILOR MIXTE OȚEL-BETON UTILIZATE LA PODURI

(Rezumat)

Se prezintă o metodă pentru determinarea momentului capabil al grinzilor mixte oțel-beton utilizate la poduri, calculul efectuîndu-se în domeniul plastic, după principiul metodei stărilor limită, ținînd cont de comportarea elasto-plastică a materialelor oțel și beton. Metoda este utilă pentru dimensionarea optimă a structurilor compuse oțel-beton, dîndu-se indicații generale referitoare la alegerea secțiunii optime.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 3–4, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

D.K. 624.01; 624.9

INSTANDSETZUNG DES STAHLDACHES EINER INDUSTRIEHALLE

VON

I. DUMITRESCU, ANATOLIE MIHUL und RUDOLF MÜHLBÄCHER

1. Tatbestand vor und nach dem Bruch

Das Stahldach der Industriehalle von 18 m Spannweite und 6 m Fachwerkträgerabstand lagerte gelenkig auf Stahlbetonstützen die in den Gründungen eingespannt sind. In Längsrichtung sind vertikale Windverbände seitlich und in der Mitte der Fachwerkträger vorgesehen; in Querrichtung horizontale Windverbände im ersten und siebenten Feld (Abb. 1).

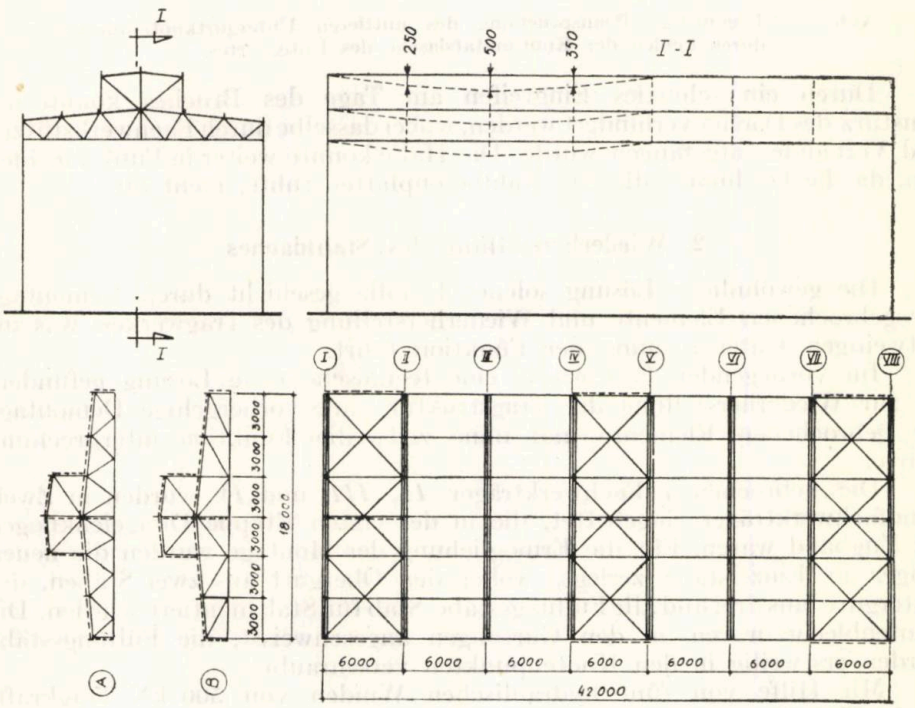


Abb. 1. — Schema des Tragwerkes: *A* — existierender Dachträger, *B* — neue Zweiwandfachwerkträger, die die Dachträger *II*, *III* und *IV* ersetzen.

Infolge eines heftigen Sturmes und Schneeanhäufungen, sowie auch der fehlerhaften Ausführung des mittleren Untergurtknotenpunktes wegen, brachen die Träger *II*, *III* und *IV*, wobei große Verformungen der Stäbe zu verzeichnen waren (Abb. 2 und 3).

Die Hauptursache des Bruches der Fachwerkträger *II*, *III* und *IV* war das Weglassen der Kontinuitätslasche des Untergurtes im Mitteluntergurtknotenpunkt, was zur Überanspruchung des Knotenbleches führte, wobei die unter obengenannten Bedingungen errechneten Zugspannungen an der Unterkante des Knotenbleches (σ_i) die Bruchspannung des Materials überschritten (Abb. 4). Ebenfalls brach auch der Beton des Stützenkopfes, der ungenügenden Querbewehrung wegen.

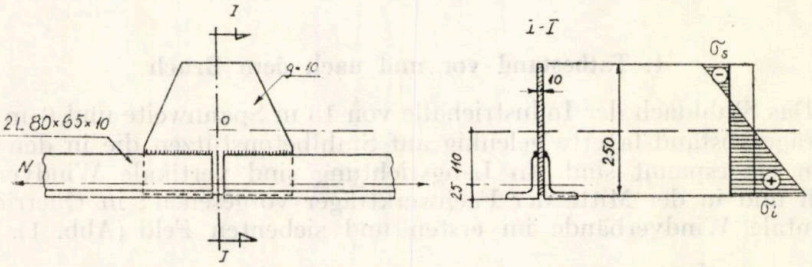


Abb. 4. — Ungünstige Beanspruchung des mittleren Untergurtknotenbleches durch Fehlen der Kontinuitätslasche des Untergurtes.

Durch ein schnelles **Eingreifen am Tage des Bruches**, konnte der Einsturz des Daches verhindert werden, wobei dasselbe durch Fachwerkstützen und Verbände aufgefangen wurde. Die Halle konnte weiter in Funktion bleiben, da die Dachhaut, die auf Stahlbetonplatten ruhte, nicht litt.

2. Wiederherstellung des Stahldaches

Die gewöhnliche Lösung solcher Unfälle geschieht durch Demontage der gebrochenen Elemente und Wiederherstellung des Tragwerkes, was zur zeitweiligen Unterbrechung der Funktion führt.

Im vorliegenden Fall wurde eine technische neue Lösung gefunden, die zur Wiederherstellung der Tragstruktur ohne vorhergehige Demontage der gebrochenen Elemente und ohne zeitweilige Funktionsunterbrechung führte.

Die gebrochenen Fachwerkträger *II*, *III* und *IV* wurden in Zweiwandfachwerkträger eingebettet, die in der ersten Etappe Dreigelenkbogen mit Zugband waren. Für die Ermöglichung der Montage wurden die neuen Träger in Einzelstäbe zerlegt, wobei der Obergurt aus zwei Stäben, der Untergurt aus drei und alle Füllungsstäbe Stab für Stab montiert wurden. Die Knotenbleche waren an den Gurtungen angeschweisst, die Füllungsstäbe wurden erstweilig in den Knotenpunkten verschraubt.

Mit Hilfe von fünf hydraulischen Winden von 500 kN Tragkraft, die in fünf Knotenpunkten angeordnet waren (Abb. 5), wurden die Fachwerkträger gehoben. Das Heben des Daches einschließlich der Lichtgaden,

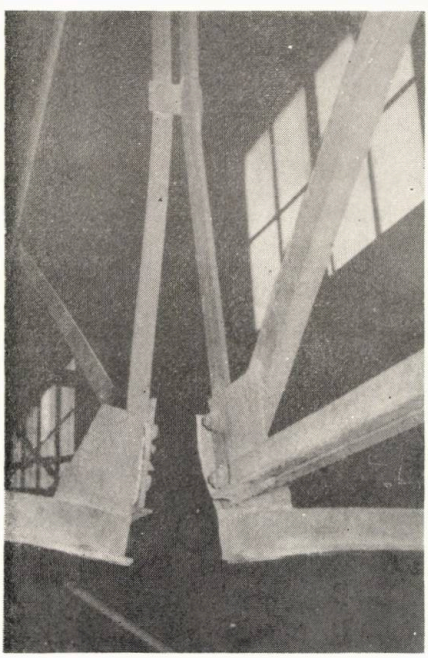


Abb. 2. — Bruch des Untergurtknotenbleches.

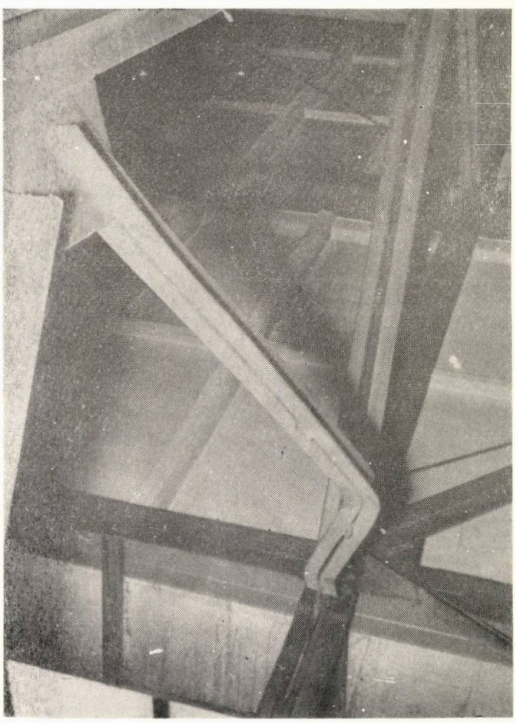


Abb. 3. — Ausknicken der Druckstäbe.

durch die unbeschädigten Pfetten mit Hilfe der hydraulischen Winden, die die neuen Zweiwandfachwerkträger unterstützten, erfolgte zuerst für Träger *II*, dann für Träger *IV* und zuletzt für Träger *III*, um die Stabilität des Tragwerkes nicht zu beeinträchtigen. Das Heben erfolgte stufenweise um die plastischen Verformungen auszuschalten und die Relaxation der verformten Elemente zu gewährleisten. Die Ausführungsphasen sind in den Abb. 5 und 6 wiedergegeben.

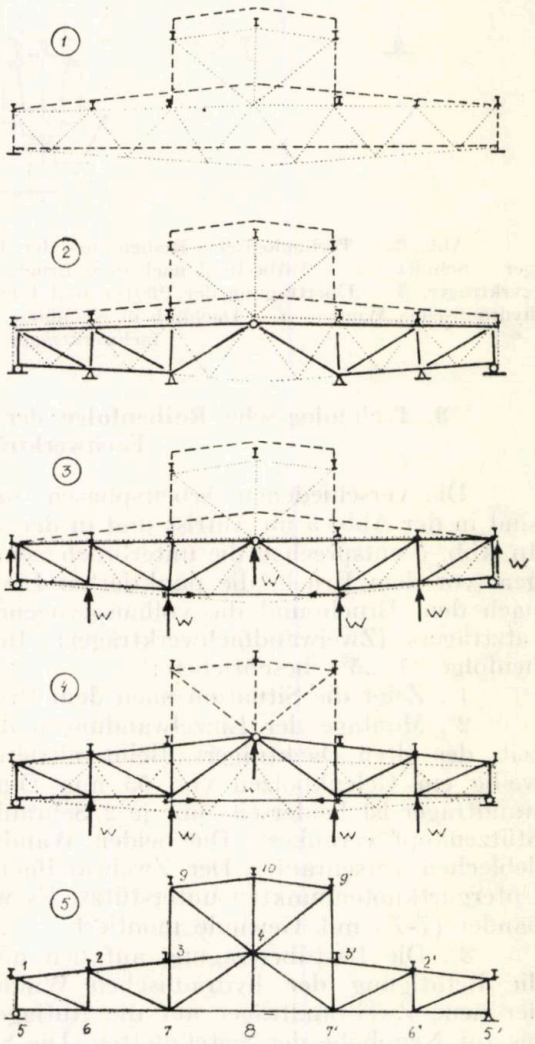


Abb. 5. — Technologische Reihenfolge der Ersetzung der gebrochenen Fachwerkträger — Aufriss: *1* — Tatbestand nach dem Bruch, *2* — Montage der neuen Zweiwandfachwerkträger, *3* — Übertragung der Pfetten und Lichtgaden; Vorbereitung für den Hub mit hydraulischen Winden, *4* — Dachhub in Nennhöhe; *5* — Schema des neuen Tragwerkes.

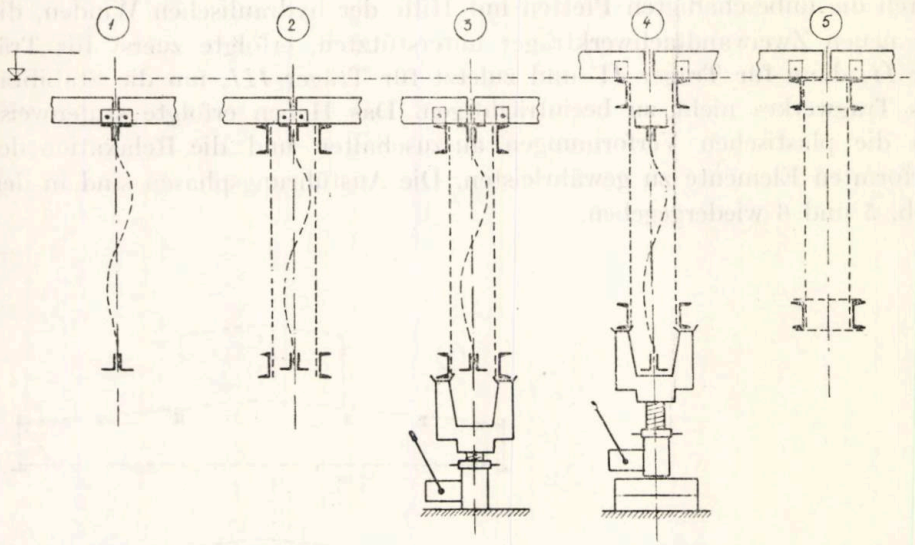


Abb. 6. — Technologische Reihenfolge der Ersetzung der gebrochenen Fachwerkträger — Schnitt: *1°* — Tatbestand nach dem Bruch, *2°* — Montage der neuen Zweiwandfachwerkträger, *3°* — Übertragung der Pfetten und Lichtgaden; Vorbereitung für den Hub mit hydraulischen Winden, *4°* — Dachhub in Nennhöhe, *5°* — Schnitt durch den neuen Zweiwand fachwerkträger.

3. Technologische Reihenfolge der Ersetzung der gebrochenen Fachwerkträger

Die verschiedenen Arbeitsphasen (mit den Ziffern 1°...5° bezeichnet) sind in der Abb. 5 im Aufriss und in der Abb. 6 im Schnitt wiedergegeben. In Abb. 5 entsprechen die unterbrochenen Linien der Stellung des Dachträgers vor dem Bruch, die punktierten Linien der Stellung des Dachträgers nach dem Bruch und die vollausgezogenen Linien der Stellungen des Ersatzträgers (Zweiwandfachwerkträger). In Folgenden wird die Arbeitsreihenfolge (1°...5°) beschrieben:

1°. Zeigt die Situation nach dem Bruch.

2°. Montage der Einzelwandungen der neuen Zweiwandträger beiderseits des alten Dachträgers. Beim mittleren Obergurtknotenpunkt ist erstweilig ein Gelenkbolzen von 55 mm Durchmesser angeordnet. Der Zweiwandträger ist beiderseits mit je 2 Schrauben von 24 mm Durchmesser am Stützenkopf verankert. Die beiden Wandungen werden teilweise mit Bindeblechen verschraubt. Der Zweiwandfachträger wird provisorisch an den Untergurtknotenpunkten unterstützt. Es werden bei jedem Untergurt Zugbänder (*7-7'*) mit Gewinde montiert.

3°. Die Lastübertragung auf den neuen Zweiwandträger wird durch die Betätigung der hydraulischen Winden (*W*) ermöglicht. Zuerst wird der neue Zweiwandträger auf die Auflager gehoben — u. z. stufenweise — bis zur Nennhöhe der Seitenpfetten. Die Seitenpfosten werden in den Kno-

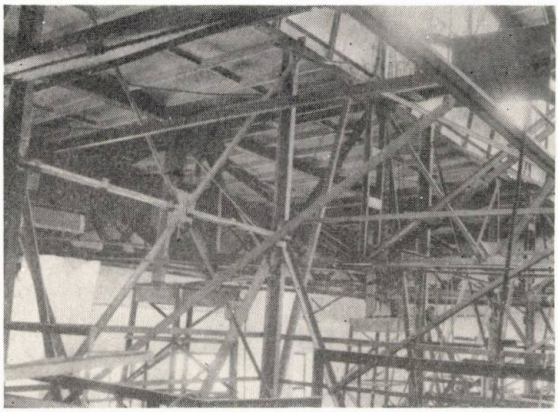


Abb. 7. — Alte Dachträger, provisorische Unterstützungen und Hilfsverbände.

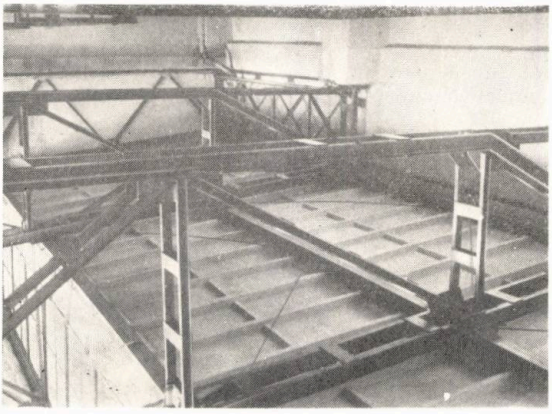


Abb. 8. — Neuer Zweiwandfachwerkträger nach dem Ausschneiden des alten Dachträgers.

tenpunkten *1* und *1'* verschweisst. Die hydraulischen Winden werden an den Knotenpunkten *6*, *7*, *4*, *7'* und *6'* angebracht und der neue Zweiwandträger bis zum Kontakt mit den Pfetten und Lichtgaden gehoben. Gleichzeitig werden die Muttern der Zugbänder *7-7'* festgezogen. Die Pfetten und die Lichtgaden werden auf den neuen Zweiwandträger übertragen und befestigt.

4°. Der eigentliche Hub des Daches bis zur Nennhöhe geschieht durch die hydraulischen Winden, die auf die Pfetten durch die Zweiwandträger wirken. Gleichzeitig werden die Zugbänder *7-7'* gespannt. Kontrolle des Hubes mit Präzisionsnivellier Zeiss.

5°. Beim neuen Zweiwandträger werden die Stäbe *7-7'* und *4-8* montiert. Alle Stäbe werden in den Knotenpunkten verschweisst, die Bindebleche und Querversteifungen angeordnet und der alte, gebrochene Träger, wird ausgeschnitten.

Gleich nach dem Hub in die Nennhöhe, ruhte der Doppelwandträger auf den hydraulischen Winden um die Verschweissung der Knotenpunkte, der Bindebleche und der Querversteifungen zu ermöglichen. Nach dem Einbauen der Stäbe *7-7'* und *4-8* ging das neue Tragsystem von einem Dreigelenkbogen mit Zugband in einen zweiwandigen, einfach aufgelagerten Fachwerkträger über.

Die Lichtgaden, Pfetten und Windverbände wurden an die neuen Träger angeschlossen. Jetzt erst wurden die hydraulischen Winden entfernt, sodaß nun die neuen Träger alle Lasten aufnahmen. Es konnten nun die alten gebrochenen Einwandfachwerkträger ausgeschnitten werden.

In den Abb. 7 und 8 wird das alte, unterstützte und das neue, fertige Stahldach gezeigt.

4. Schlußfolgerungen

Durch Anwendung dieser neuen originellen Lösung war es möglich die Funktion der Industriehalle ununterbrochen aufrechtzuerhalten. Ebenfalls wurden die Reparationskosten vergleichsweise mit einer klassischen Lösung um etwa 80% herabgesetzt.

Die Ausführung der Arbeiten erfolgte unter direkter Leitung und Teilnahme der Verfasser.

Nach einer Zeitspanne von 3 Jahren hat sich das Dachtragwerk sehr gut bewährt.

Eigegangen am 22. November 1974

Technische Hochschule, Jassy,
Lehrstuhl für Hoch- und Industriebauten,
Lehrstuhl für Stahlbeton,
Lehrstuhl für Geotechnik, Gründungen
und Verkehrswege

RECONDIȚIONAREA ȘARPANTEI METALICE A UNEI HALE INDUSTRIALE

(Rezumat)

Se prezintă soluția tehnică originală de recondiționare a unui acoperiș metalic cedat, fără întreruperea fluxului tehnologic, prin înlocuirea fermelor metalice vechi, cu perete simplu, cedate, cu ferme metalice noi, cu perete dublu, analizîndu-se fazele de ridicare a acoperișului la cota inițială înainte de cedare. Aplicarea soluției a permis realizarea unor importante economii față de soluția demolării și înlocuirii șarpantei metalice, care ar fi dus și la întreruperea fluxului tehnologic din hală.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 3–4, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

D.K. 624.1

ZUR ERMITTLUNG BODENMECHANISCHER SCHERPARAMETER NICHTBINDIGER ERDSTOFFE IM LABORATORIUM BEI RÄUMLICHEN UND EBENEN SPANNUNGS- UND FORMÄNDERUNGSZUSTÄNDEN

VON

WOLFGANG DITTMANN

1. Einführung

Die Verfahren zur Berechnung von Erd- und Grundbauwerken sind u. a. durch die theoretische Fundierung praktischer Probleme und durch den Einsatz der maschinellen Rechentechnik gegenwärtig als hoch entwickelt und ausgereift zu bezeichnen. Die richtige Festlegung der Berechnungseingangsgrößen — insbesondere die Festlegung solcher Kennzahlen, die der Einschätzung der Erdstoffestigkeit dienen — sind jedoch nicht immer diesem hohen Entwicklungsstand gleichwertig angepaßt. So bieten sich zur zuverlässigen und wirtschaftlichen Dimensionierung von Erd- und Grundbauwerken Möglichkeiten einer besseren Ausschöpfung der Erdstoffestigkeit, wenn der Bestimmung der Scherfestigkeitsparameter die natürlichen, meist ebenen Verformungsbedingungen zugrunde gelegt werden. Neben der Vielzahl bodenmechanischer und bodenphysikalischer Eigenschaften werden die Scherparameter in besonderem Maße von der Versuchsmethode beeinflußt, die mehr oder weniger gut den in der Praxis vorhandenen Spannungs- und Formänderungsbedingungen angeglichen ist.

Durch die verschiedenen Vorschläge für die im nichtbindigen Lockergestein wirkenden Spannungszustände ist die labormäßige Ermittlung des Reibungswinkels recht umstritten. In dem Bestreben, größte Zweckmäßigkeit mit größter Sicherheit der Erd- und Grundbauwerke zu paaren, müssen dem konstruktiv tätigen Ingenieur zuverlässige Berechnungseingangswerte übergeben werden.

Durch die Aktualität dieser Forderung angeregt, wurde im Wissenschaftsbereich Geotechnik der Hochschule für Verkehrswesen „Friedrich List“, Dresden, DDR, eine Forschungsarbeit durchgeführt, die sich neben der kritischen Wertung des Entwicklungsstandes in der Bestimmung der Scherfestigkeit und neben der Analyse traditioneller Schermethoden um eine bessere Darstellung der Scherparameter unter Laborbedingungen bemühte. Im Mittelpunkt der Betrachtungen steht die ebene, biaxiale Beanspruchungsart der Erdstoffproben, wofür auch gerätetechnisch die entsprechenden Möglichkeiten geschaffen wurden.

Das Ziel eigener Versuche bestand in der Aufstellung korrelativer Beziehungen zwischen triaxialen und biaxialen Verformungsbedingungen für nichtbindige Erdstoffe, um bei routinemäßigen Untersuchungen die Ergebnisse aus herkömmlichen Triaxialversuchen um einen Betrag zu verändern, der den Einfluß natürlicher, ebener Verformungsbedingungen berücksichtigt,

ohne daß parallel dazu die mühevollen und sehr aufwendigen Biaxialversuche durchgeführt werden müssen. In der Praxis werden der ausgereifte Triaxialversuch und solche Flachscherversuche, die bodenmechanisch-rheologischer Untersuchungen gestatten, weiterhin das Primat unter den Laborversuchen haben.

2. Zum Entwicklungsstand in der Bestimmung der Scherfestigkeit

2.1. Nachteile traditioneller Scherversuche

Die meisten erd- und grundbaustatischen Probleme, bei denen die Scherfestigkeit eine wesentliche Rolle spielt, entsprechen ebenen Formänderungsbedingungen, da durch die Konstruktionsform des Bauwerkes die Bewegung eines Gleitkörpers in einer Richtung verhindert ist (Abb. 1). Gegenwärtig häufen sich die Kritiken an den traditionellen Scherversuchen (Flachscher- und Triaxialversuche), da sie die natürlichen Spannungs- und

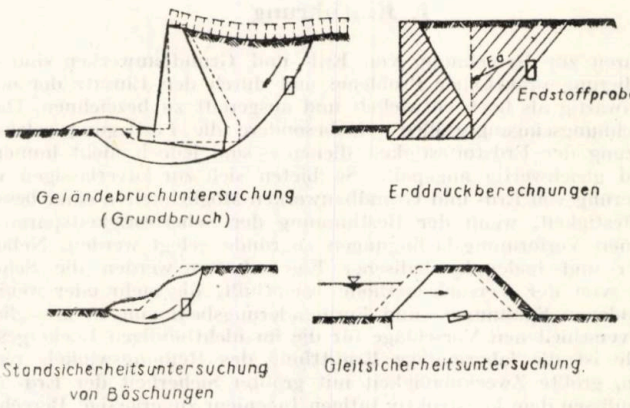


Abb.1. — Beispiele für die Anwendung der Ergebnisse von triaxialen bzw. biaxialen Scherversuchen bei Standsicherheitsberechnungen von Erd- und Grundbauwerken.

Formänderungsbedingungen nur ungenügend repräsentieren. So ist z. B. der axialsymmetrische Spannungs- und Formänderungszustand der Triaxialversuche ($\sigma_1 > \sigma_2$, $\sigma_2 = \sigma_3$; $\varepsilon_1 \neq 0$, $\varepsilon_2 \neq 0$, $\varepsilon_3 \neq 0$ — Abb. 2 *a*) in der Praxis kaum anzutreffen. Durch die während des Abschervorganges mögliche Bewegung der Erdstoffpartikel nach allen Richtungen weisen diese Erdstoffproben eine kleinere Systemstabilität auf, als in Wirklichkeit vorhanden ist. Damit werden im Bruchzustand in Abhängigkeit von einigen bodenmechanischen Kennzahlen (natürliche Rohdichte, der Korngröße, vom Ungleichförmigkeitsgrad) bis zu 17% kleinere Reibungswinkel ermittelt. Ein wesentlicher Nachteil des Triaxialversuches ist die Ungleichheit der Radial- und Tangentialspannungen in der Erdstoffprobe.

Die Nachteile direkter Scherversuche bestehen ebenfalls in der ungleichmäßigen Verteilung der Tangential- und Normalspannungen, in der strengen Vorgabe der Scherzone und in der mangelnden Nachbildung der Entwässerungsbedingungen und Porenwasserdrücke. An dieser Stelle soll jedoch das Visco-Schergerät [6] — entwickelt an der Bergakademie Freiberg — Erwähnung finden, das versuchstechnisch die unterschiedlichsten Entwässe-

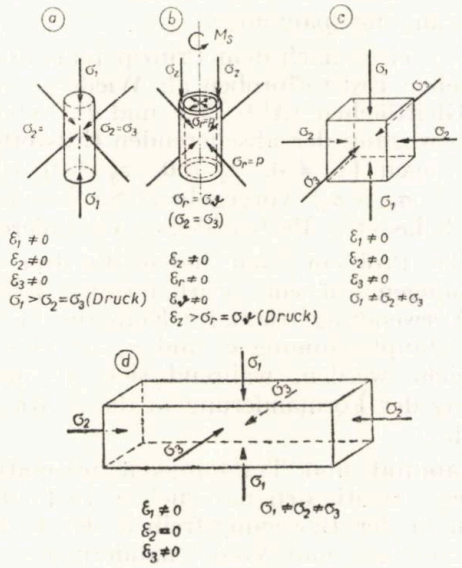


Abb. 2. — Spannungs- und Verformungsbedingungen verschiedener Erdstoffproben: *a* — zylindrische Erdstoffprobe, *b* — zylindrische Hohlprobe, *c* — würfelförmige Erdstoffprobe, *d* — quaderförmige Erdstoffprobe.

rungsbedingungen berücksichtigt und die Ermittlung der Porenwasserdrücke durch entsprechende Zusatzeinrichtungen gestattet. Darüber hinaus können die Einflüsse der Zeit und der Verformungsgeschwindigkeit, die sich im Auftreten von Fließ- oder Kriechvorgängen äußern, rheologisch untersucht werden. Wenn auch die Scherfläche bzw. Scherzone nicht streng vorgegeben ist so haftet auch dieser Versuchsmethode die unkontrollierbare Eintragung der Normalspannungen an.

2.2. Neue Schermethoden zur Berücksichtigung der mittleren Hauptspannung

Um die Zuverlässigkeit der Größe der im Laboratorium ermittelten Scherparameter zu erhöhen, müssen im Scherversuch den natürlichen Bedingungen adäquate Verhältnisse geschaffen werden. Der Ausweg wird in der Entwicklung triaxialer bzw. biaxialer Versuchsmethoden für zylindrische Hohlproben und für würfel - und quaderförmige Erdstoffproben gesucht. Die dafür konstruierten Versuchsgeräte beziehen die mittlere Hauptspannung σ_2 bei der Ermittlung der Scherparameter mit ein.

Triaxialversuche an zylindrischen Hohlproben (Abb. 2 *b*) haben den Vorteil, drei voneinander unabhängige Hauptspannungen bestimmen zu können, d. h. daß auch die mittlere Hauptspannung versuchstechnisch vorgegeben werden kann. Versuche an Hohlproben sind aber für routinemäßige Untersuchungen wenig geeignet, da sie einige gerätetechnische Komplikationen in Fragen der Abdichtung und des Einbaues der Proben enthalten. Außerdem stellen sich keine den natürlichen Bedingungen ähnliche Scherflächen im Bruchzustand ein. Vielmehr kommt es infolge der Probenabmessungen zu zusätzlichen inneren Zwängungsspannungen.

Biaxiale Schergeräte dagegen arbeiten nach dem Prinzip planparalleler Verformungsvorgänge an prismatischen Erdstoffproben als Wiedergabe kleiner Ausschnitte aus natürlichen Gleitflächen (Abb. 2 *c* und *d*). Neben der Richtungsvorgabe der Gleitkörperbewegung der abscherenden Erdstoffprobe durch feste Formänderungsbedingungen ($\varepsilon_1 \neq 0$, $\varepsilon_2 = 0$, $\varepsilon_3 \neq 0$) werden anisotrope Spannungszustände ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) vorgegeben. So lassen sich die Tangentialspannungen an den belasteten Probenflächen eliminieren.

Versuchstechnisch läßt sich das Problem lösen, indem die drei voneinander unabhängigen Hauptspannungen auf eine würfelförmige Erdstoffprobe wirken oder indem unter Verwendung triaxialer Konstruktionsprinzipien die größte und die kleinste Hauptspannung σ_1 und σ_3 auf eine quaderförmige Erdstoffprobe aufgebracht werden, während sich die mittlere Hauptspannung σ_2 bei Verhinderung der Formänderung in dieser Richtung auf die Spannungsvorgabe einstellt.

Durch die größere Systemstabilität und Tragfähigkeit prismatischer Erdstoffproben — mehr oder weniger richtig den natürlichen Bedingungen angepaßt — treten Beschränkungen in der Bewegungsfreiheit der Erdstoffpartikel auf. Geringere Axialverformungen und Volumenänderungen sowie höhere Reibungswinkel sind die Folge und erklären auch, wie eigene Versuche bestätigen, den Effekt des geringeren Abfalles des Reibungswinkels bei steigender Normalspannung.

Versuche an quaderförmigen Erdstoffproben werden bevorzugt, weil sich im Bruchzustand immer planparallele Scherflächen einstellen, ohne daß Zwängungsspannungen entstehen. Damit genügen diese Versuche am besten den Voraussetzungen des Mohr-Coulombschen Bruchkriteriums, obwohl dieses Bruchkriterium nur die größte und kleinste Hauptspannung σ_1 und σ_3 erfaßt. Nach Cornforth [5] bestimmt nur die Existenz der mittleren Hauptspannung σ_2, nicht aber ihr numerischer Wert die Scherfestigkeit.

Druckversuche an würfelförmigen Erdstoffproben haben den entscheidenden Nachteil, daß im Bruchzustand durch Zwängungsspannungen gekennzeichnete Scherflächen auftreten. Nach innen gerichtete Schubspannungen verspannen und verfestigen die Erdstoffprobe zusätzlich, zu hohe Scherfestigkeitsparameter sind die Folge. In sehr eindeutiger Weise zeigt das der im Abb. 3 dargestellte Vergleich von Reibungswinkeln würfel- und quaderförmiger Mittelsandproben in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl e_1. Versuche an würfelförmigen Erdstoffproben gestaten die Variation des Parameters b^* zur Beschreibung der mittleren Hauptspannung

$$(1) \qquad b^* = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3},$$

in den Grenzen von $b^* = 0$ (triaxialer Zusammendrückungsversuch, $\sigma_1 > \sigma_2, \sigma_2 = \sigma_3$) bis $b^* = 1$ (triaxialer Ausdehnungsversuch $\sigma_1 = \sigma_2, \sigma_2 < \sigma_3$). Die Werte $0 < b^* < 1$ kennzeichnen anisotrope Spannungs- und ebene Formänderungszustände. In Versuchen an quaderförmigen Erdstoffproben stellt sich der Parameter $b^* \approx 0{,}22$ in Abhängigkeit von der Spannungsvorgabe σ_1 und σ_3 und den Erdstoffeigenschaften ein. Aus Abb. 3 läßt sich erkennen,

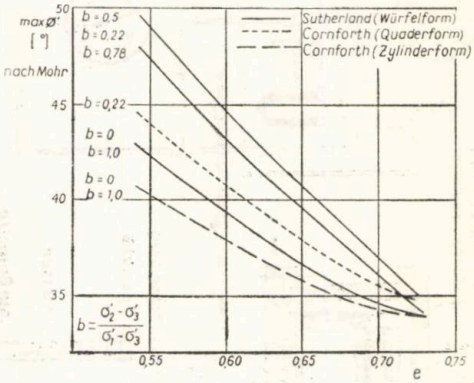


Abb. 3. – Wirksamer Reibungswinkel Φ' aus Scherversuchen an würfelförmigen, quaderförmigen und zylindrischen Erdstoffproben in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl e_1 für verschiedene Parameter b^* eines Mittelsandes.

daß würfelförmige Erdstoffproben sogar unter triaxialen Versuchsbedingungen ($b^* = 0$ oder $b = 1{,}0$) stets höhere Reibungswinkel ergeben. Der Grund dafür ist in der Entstehung der Zwängungsspannungen zu suchen. Die Steigerung der mittleren Hauptspannung unabhängig von den beiden anderen Hauptspannungen entspricht außerdem nicht den natürlichen Belastungsvorgängen.

3. Entwicklung einer Versuchseinrichtung für biaxiale Druckversuche

In Anlehnung an vorhandene Neuentwicklungen wurde eine Versuchseinrichtung für biaxiale Druckversuche an quaderförmigen Erdstoffproben konstruiert. Damit wurde die Absicht verfolgt, durch systematische Erfassung der Versuchsergebnisse verschiedener Verfasser nicht nur qualitative, sondern auch quantitative Vergleichsmöglichkeiten durch geeignete Wahl der Geräteparameter zu schaffen, um zu brauchbaren Verallgemeinerungen der Erkenntnisse zu kommen. Gerade durch die fehlende Übereinstimmung der hauptsächlichsten versuchstechnischen Einflußfaktoren wurde diese Arbeit bischer erheblich erschwert, so daß eine umfassende Klärung des Einflusses der Spannungs- und Verformungsbedingungen auf die Scherfestigkeit noch nicht möglich war.

Im Folgenden soll die Versuchseinrichtung kurz beschrieben werden. Für Biaxialversuche wurde dem bekannten Prinzip der üblichen Triaxial-

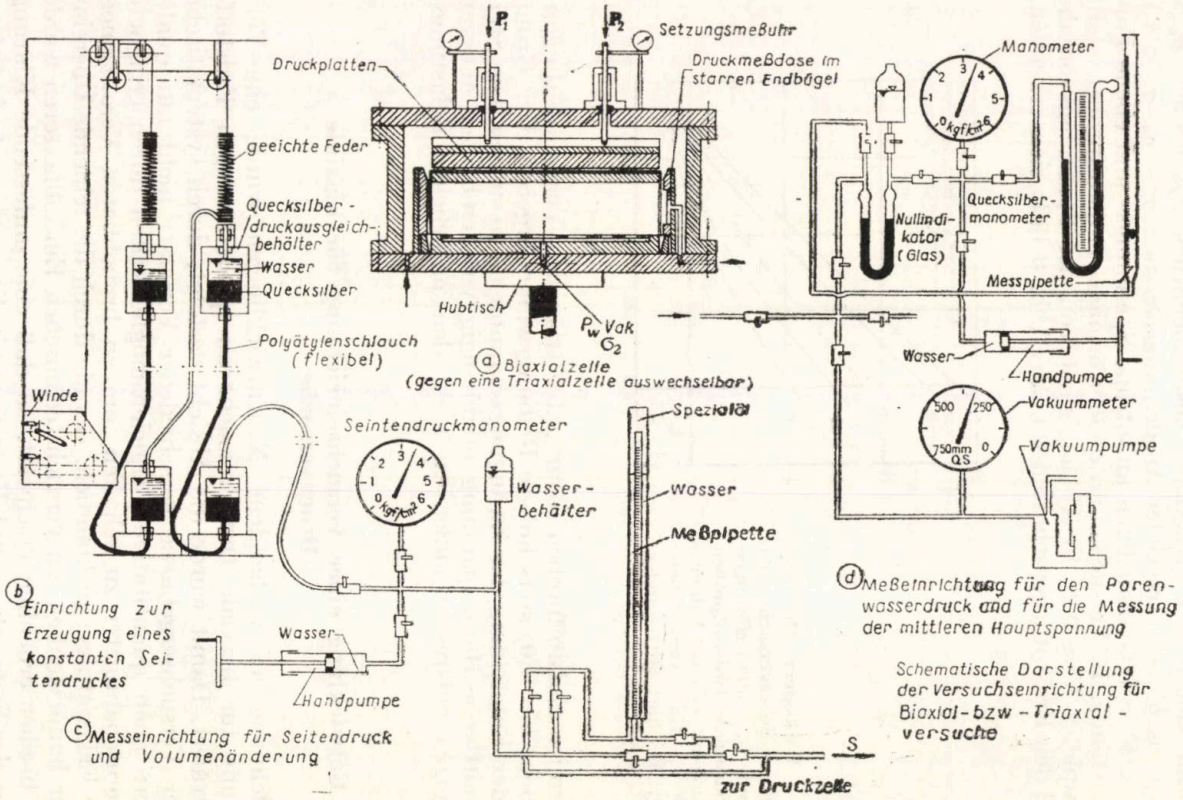


Abb. 4. — Schematische Darstellung der Versuchseinrichtung für Biaxial- und Triaxialversuche: *a* — Biaxialzelle (gegen Triaxialzelle auswechselbar), *b* — Einrichtung zur Erzeugung eines konstanten Seitendruckes, *c* — Meßeinrichtung für Seitendruck und Volumenänderung, *d* — Meßeinrichtung für den Porenwasserdruck und für die Messung der mittleren Hauptspannung.

versuche eine Druckzelle konstruiert, die eine Variation der Länge quaderförmiger Erdstoffproben von $l = 50$ bis 400 mm bei gleichbleibender Breite $b = 50$ mm und Höhe $h = 100$ mm ermöglicht. Konstruktionsdetails sind den Abb. 4 *a*, 5 und 6 zu entnehmen. Die biaxiale Druckzelle ist gegen eine triaxiale Druckzelle austauschbar ($h = 100$ mm, $\varnothing D = 50$ mm).

Der ebene Formänderungszustand wird durch die Probenform und zusätzlich durch das Anbringen von gegenseitig verspannten Endplatten

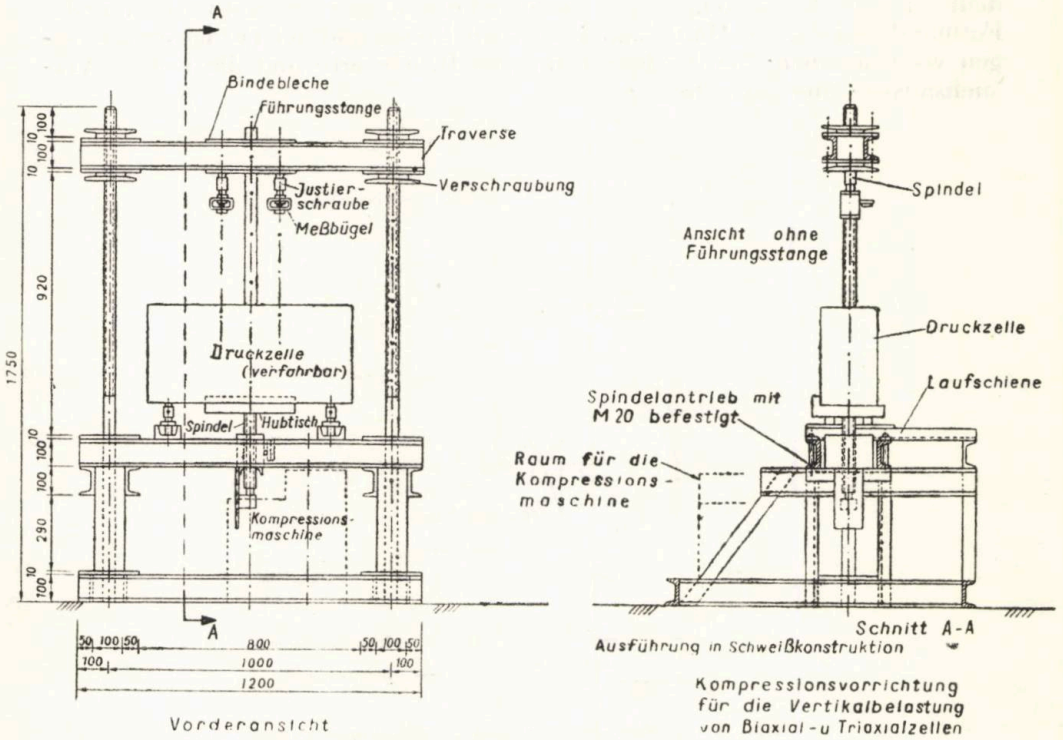


Abb. 6. — Schematische Darstellung des Versuchsstandes.

an den Schmalseiten der von einer Gummihülle umschlossenen Erdstoffprobe (Abb. 7) vorgegeben, während die mittlere Hauptspannung σ_2 durch das Zusammenwirken der Axialspannung σ_1 — erzeugt durch eine Kompressionseinrichtung und gemessen an zentrisch bzw. paarweise symmetrisch angeordneten Kraftmeßbügeln — und des Seitendruckes σ_3 entsteht.

Der Seitendruck wird nach dem von B i s h o p [1] angegebenen Prinzip mit Hilfe von Quecksilberausgleichbehältern (Abb. 4 *b*) automatisch geregelt. Die Meßeinrichtung für den Seitendruck gestattet gleichzeitig die Bestimmung der Volumenänderung des gesamten Drucksystems und der Erdstoffprobe (Abb. 4 *c*). Die Messung des Porenwasserdruckes kann nach

einem Prinzip von R e n d u l i c in Weiterentwicklung von B i s h o p [1] bestimmt werden (Abb. 4 *d*).

Mit dieser Versuchseinrichtung können neben der Einstellung eines isotropen und anisotropen Konsolidationszustandes alle üblichen Standardversuche als Zusammendrückungs- und Ausdehnungsversuche ausgeführt werden. Der Probeneinbau und die Versuchsdurchfürung erfolgen nach einer Betriebsanweisung. Für die Aufzeichnung der Versuchsparameter sind entsprechende Formulare vorbereitet worden.

Zur Darstellung des Bruchzustandes eines Einzelversuches wird nach dem M o h r- C o u l o m bschen Bruchkriterium eine Gegenüberstellung der Formänderungen, der Hauptspannungsverhältnisse und der Deviatorspannungen vorgenommen, die die Ermittlung der Bruchwerte und die weitere Versuchsauswertung gestattet.

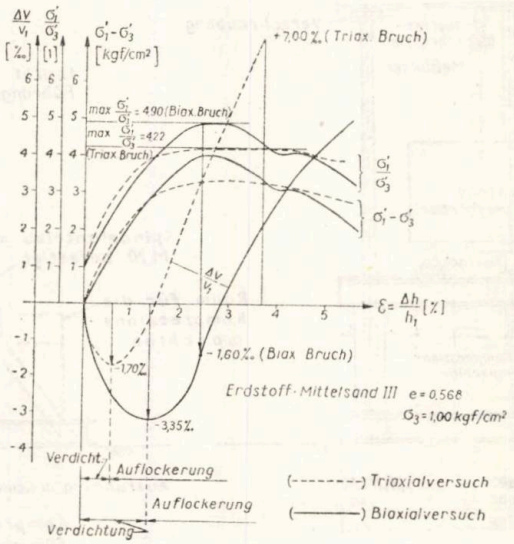


Abb. 8. — Versuchsspuren der Spannungen und Formänderungen eines Triaxial- und eines Biaxialversuches.

Abb. 8 zeigt diese Gegenüberstellung für einen Triaxial- und einen Biaxialversuch. Aus dieser Darstellung kann entnommen werden, daß triaxiale Versuche höhere Formänderungswerte ergeben als biaxiale Versuche.

Im Gegensatz zu den Triaxialversuchen zeigen die quaderförmigen Erdstoffproben biaxialer Versuche stets eindeutige planparallele Scherflächen und kaum Ausbauchungen (Abb. 9).

Voraussetzung ist die zwängungsfreie Aktivierung der Scherkräfte in der Erdstoffprobe. Die Ergebnisse von eigens dafür durchgeführten Versuchsreihen bestätigen die Richtigkeit der Forderung, daß das Verhältnis der

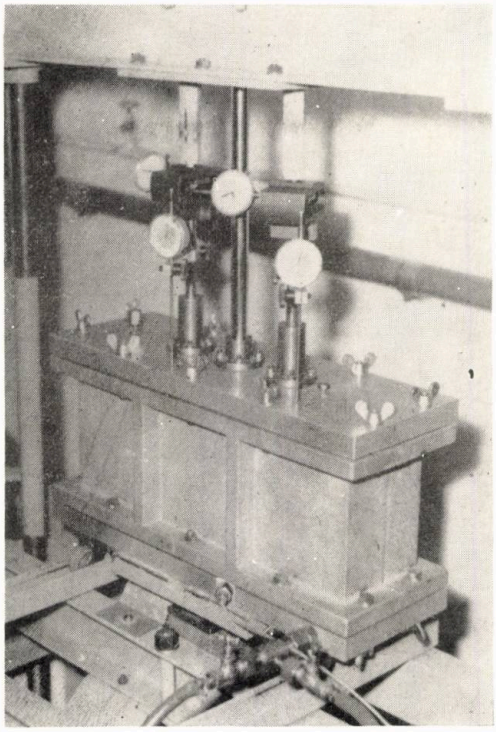


Abb. 5. — Druckzelle für Biaxialversuche.

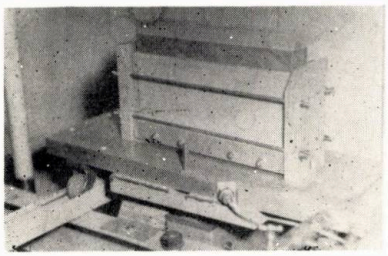


Abb. 7. — Quaderförmige Erdstoffprobe nach dem Einbau.

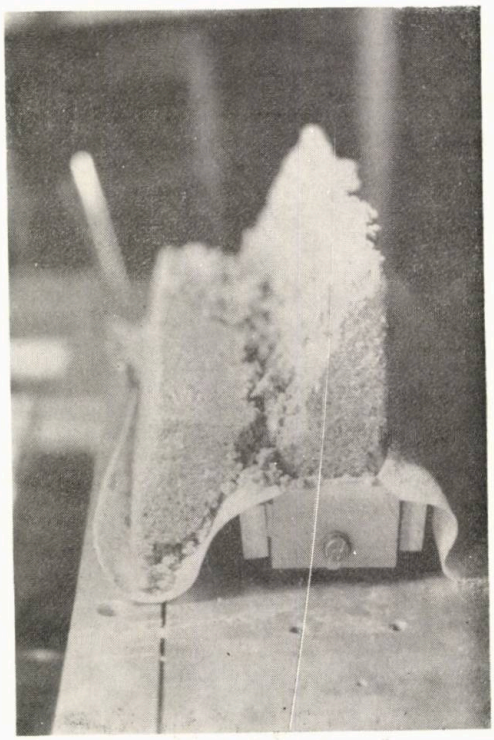


Abb. 9. — Quaderförmige Erdstoffprobe nach dem Abschervorgang (Gummihülle aufgeschnitten).

Probenabmessungen $h : b = 2{,}0$ betragen soll. Die Bedingungen für die Wahl der Probenlängen quaderförmiger Erdstoffproben lassen sich wie folgt angeben :

a) bei Proben mit Endbügel : $l \geqq 2\,h$,
b) bei Proben ohne Endbügel : $l \geqq 4\,h$.

4. Durchführung und Auswertung von biaxialen und triaxialen Laborversuchen

Zur weiteren Untersuchung des Einflusses der mittleren Hauptspannung auf die Scherfestigkeit ausgewählter Sande werden die Ergebnisse biaxialer und triaxialer Scherversuche miteinander verglichen und in Abhängigkeit von der Geometrie des Haufwerkes, der Beschaffenheit des Einzelkornes und von den Versuchsbedingungen diskutiert sowie den Ergebnissen anderer Arbeiten gegenübergestellt. Da Biaxialversuche sich für eine routinemäßige Bestimmung der Scherparameter in den Erdbaulaboratorien infolge

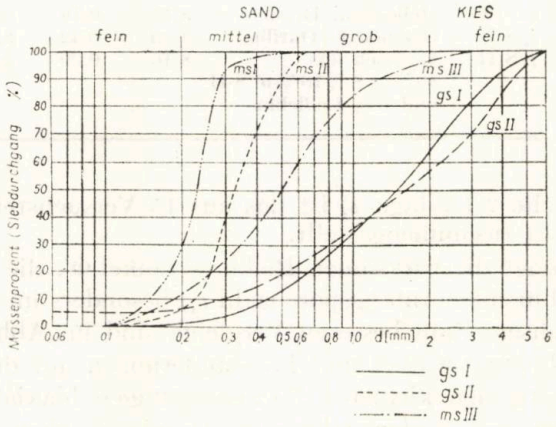


Abb. 10. — Kornverteilung des Versuchsmaterials.

ihres großen Arbeitsaufwandes kaum eignen, wird mit den eigenen Versuchen das Ziel verfolgt, korrelative Beziehungen zwischen Ergebnissen dieser beiden Versuchsarten aufzustellen. In der Praxis werden der ausgereifte Triaxialversuch und der Flachscherversuch auch weiterhin das Primat unter den Labor-Scherversuchen haben. Die Erweiterung der korrelativen Beziehungen auf die Flachscherversuche bleibt späteren Untersuchungen vorbehalten.

Die Baugrundverhältnisse in der DDR weisen besonders in den nördlichen und mittleren Bezirken einen großen Anteil an nichtbindigen Lockergesteinen auf. Die Hauptvorkommen von Sanden und Kiesen in der DDR sind in Ablagerungen des Tertiärs und in den pleistozänen Sanderebenen und Urstromtälern zu finden.

Für das circa 150 Biaxial- und 150 Triaxialversuche umfassende Versuchsprogramm wurden deshalb zur Variation der Kornverteilung fünf typische nichtbindige Lockergesteine ausgewählt. Die Kornverteilung ist aus Abb. 10 und die Zusammenstellung einiger Materialeigenschaften sind der Tabelle 1 zu entnehmen.

Tabelle 1

Materialeigenschaften

Lfd. Nr.	bodenmech. Bezeichnung	Probenbezeichnung	Herkunft	U	$d_w \approx d_{10}$	ρ_s	e_{min}	e_{max}
1	Mittelsand	M S I	Dünesand-Ostseeküste	1,50	0,15	2,64	0,510	0,845
2	Mittelsand	m S II	Fraktion 0,06... ...0,6 mm von mS I	1,60	0,23	2,65	0,540	0,801
3	Mittelsand	m S III	Hellersand Dresden	3,15	0,19	2,65	0,423	0,752
4	Grobsand	g S I	Ottendorf—Okrilla	4,60	0,42	2,65	0,410	0,731
5	Grobsand	g S II	Gemisch aus 85% g S I, 10% m S II und 5% Lößlehm	8,10	0,29	2,65	0,388	0,658

In der Tabelle 2 (Anlage 4) ist das aus 15 Versuchsreihen bestehende Versuchsprogramm zusammengestellt.

Abb. 11 *a* zeigt die wirksamen Reibungswinkel Φ', die mit zunehmender Dichte (abnehmender Anfangsporenzahl e_l) besonders im dichten Bereich fast linear anwachsen. Zum besseren Vergleich sind im Abb. 11 *b*, *c* und *d* die wirksamen Reibungswinkel und Formänderungen auf die Dichteindizes J_D bezogen. Analog den kleineren Formänderungen biaxial beanspruchter Erdstoffproben gegenüber den triaxialen Druckversuchen fallen die biaxialen Reibungswinkel stets höher aus als die triaxialen Reibungswinkel (im dichten Bereich durchschnittlich 10%).

Die Differenz beider Reibungswinkel eines Erdstoffes wird im wesentlichen durch die Dichte bestimmt. Aber auch andere, die Scherfestigkeit beeinflussende Erdstoffeigen, wie z. B. wirksame Korngröße und Ungleichförmigkeitsgrad, bestimmen diesen Unterschied. Allgemein konnte festgestellt werden, daß mit steigender Scherfestigkeit der untersuchten Erdstoffe — bedingt durch die Wirkung der sich ändernden bodenmechanischen Einflußfaktoren — der Unterschied zwischen den biaxialen und triaxialen Reibungswinkeln größer wird.

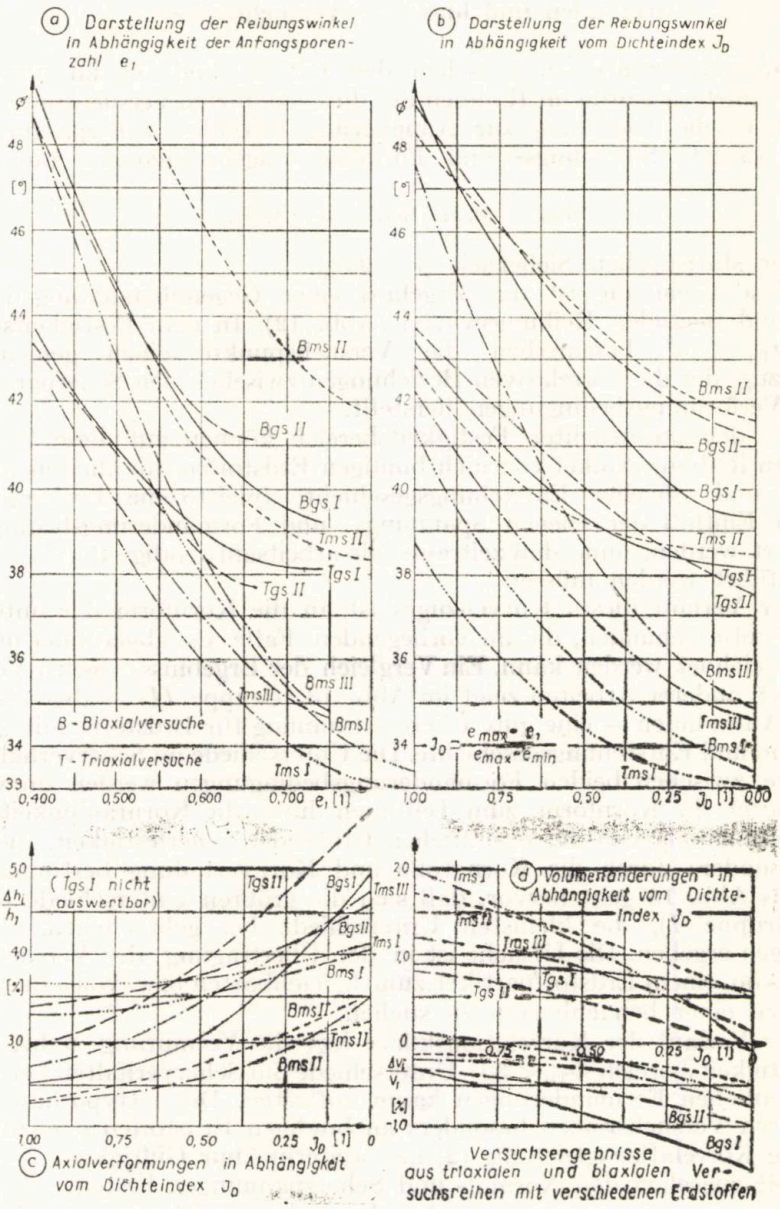


Abb. 11. — Versuchsergebnisse aus triaxialen und biaxialen Versuchsreihen mit verschiedenen Erdstoffen.

5. Korrelative Beziehungen zwischen den Ergebnissen aus triaxialen und biaxialen Versuchsreihen

Durch Korrelationen zwischen den triaxial und biaxial ermittelten Scherparametern wurde im Rahmen des durchgeführten Versuchsprogrammes eine empirische Gleichung zur Annäherung triaxialer Scherparameter an ebene, biaxiale Spannungs- und Formänderungsbedingungen aufgestellt:

$$\Phi'_{Bi} = 0{,}216\ \Phi'^{1{,}44}_{Tri} \quad (\pm 0{,}5), \tag{2}$$

bei einer statistischen Sicherheit $\beta = 95\%$.

Diese Gleichung ist das Ergebnis einer Gegenüberstellung der triaxialen und biaxialen Reibungswinkel (Abb. 12). In dem Festigkeitsbereich $33° < \Phi'_{Tri} < 43°$ beschreiben die Versuchspunkte einen gemeinsamen Kurvenzug, der die korrelativen Beziehungen zwischen den Scherparametern beider Verformungsbedingungen herstellt.

Für den untersuchten Festigkeitsbereich können auf diese Weise die triaxialen Reibungswinkel von nichtbindigen Erdstoffen mit ähnlichem Kornaufbau und gleicher Entstehungsgeschichte (pleistozäne Lockergesteine) um den Einfluß der ebenen Spannungs- und Formänderungsbedingungen verbessert werden, ohne daß zeitraubende arbeitsaufwendige Biaxialversuche durchgeführt werden müssen.

Der Verlauf dieses Kurvenzuges ist an die Kornform der untersuchten Erdstoffe gebunden, die im vorliegenden Falle als abgerundet und kubisch bezeichnet werden kann. Ein Vergleich der Ergebnisse eigener Versuche mit denen anderer Arbeiten zeigt im Abb. 13 (Gruppe *II*) — abgesehen von einigen Ausnahmen — eine gute Übereinstimmung für Erdstoffe mit gleicher Kornform und Entstehungsgeschichte. Die Unterschiede im Scherverhalten der Erdstoffe zwischen beiden Formänderungsbedingungen werden im wesentlichen durch die Kornform, zum Teil auch durch die Kornrauhigkeit beeinflußt, unabhängig von der eigentlichen Größe der Scherfestigkeit, die ihrerseits besonders durch die Korngröße und Kornverteilung bestimmt wird.

Aus Abb. 13 geht hervor, daß sich die größten Unterschiede bei Kugeln (Gruppe *I*), die kleinsten Unterschiede bei gebrochenen, plattigen Körnungen ergeben. Die Ursache ist in der Übertragung der Versuchsspannungen von einem Erdstoffpartikel zum benachbarten bzw. von einer Korngruppe zu einer benachbarten zu suchen.

Der Verlauf der Korrelationskurve legt die Vermutung nahe, daß in dem Festigkeitsbereich $\Phi_{Tri} < 33°$ Unterschiede im Scherverhalten bei ebenen und räumlichen Formänderungen kaum auftreten. Diese Hypothese gilt es in weiteren Versuchsreihen besonders an bindigen Erdstoffen nachzuweisen.

Die Korrelationsgleichung (2) hat weiterhin nur Gültigkeit, wenn eine Linearität zwischen den Normal- und Scherspannungen besteht. Bei hohen Normalspannungen kommt es infolge der Volumenänderung, der Kornumwälzung und der damit verbundenen, von der Eigenfestigkeit der Einzelkörner abhängigen Kornzertrümmerung zu einem gekrümmten Verlauf der Schergeraden im $\tau_f - \sigma_n$-Diagramm. Diese Krümmung ist damit von den bezogenen Formänderungen während des Abschervorganges abhängig.

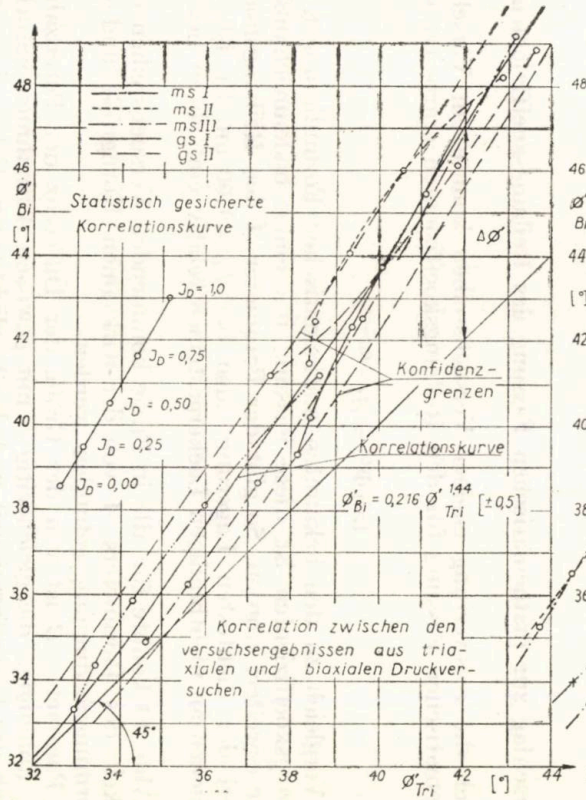


Abb. 12. — Korrelation zwischen den Versuchsergebnissen aus triaxialen und biaxialen Druckversuchen.

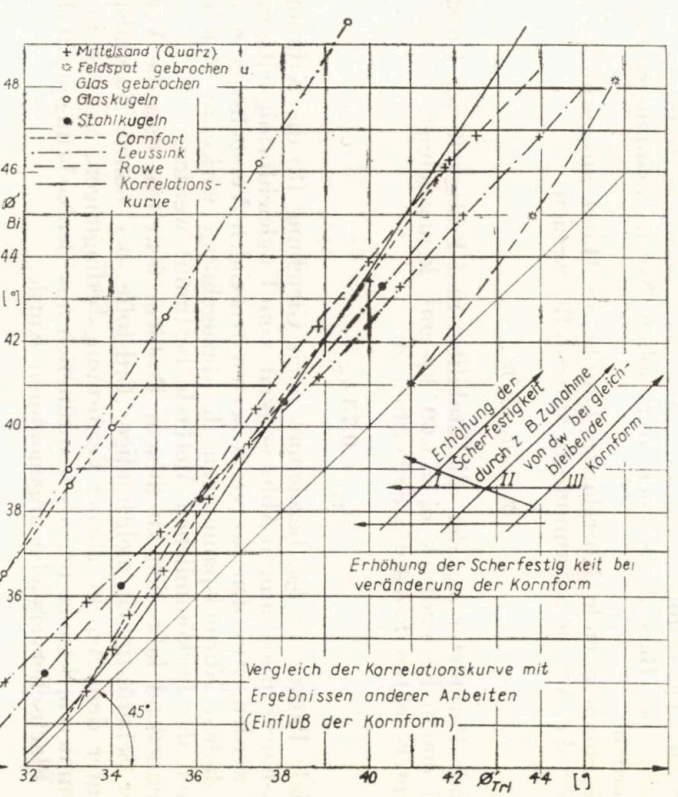


Abb. 13. — Vergleich der Korrelationskurve mit Ergebnissen anderer Arbeiten (Einfluß der Kornform).

Bei Biaxialversuchen fallen diese Formänderungen auf Grund der vorliegenden Spannungs- und Formänderungsbedingungen kleiner aus als bei Triaxialversuchen. Demzufolge konnte auch eine geringere Krümmung der Schergeraden bei Biaxialversuchen mit hohen Normalspannungen nachgewiesen werden.

Eine entsprechende Korrelation konnte an Hand ausgewählter Versuche über die Versuchsspannungen aufgestellt werden:

$$\sigma_1 = a_{Bi}\, \sigma_3'^{\,b_{Bi}} . \tag{3}$$

Der biaxiale Parameter a_{Bi}, der die Stabilität und Festigkeit der Erdstoffprobe bei einem Seitendruck $\sigma_3' = 1{,}00$ kp/cm² kennzeichnet, ergibt sich für die untersuchten Erdstoffe einheitlich zu:

$$a_{Bi} = 0{,}73\, a_{Tri}^{1{,}^{\circ}1} . \tag{4}$$

Der biaxiale Parameter b_{Bi}, bezeichnet nach Gleichung (3) die Krümmung der $\sigma_1'-\sigma_3'$-Kurve und kann in Abhängigkeit vom Ungleichförmigkeitsgrad U bestimmt werden. Aus den so verbesserten triaxialen Versuchsspannungen kann bei hohen Normalspannungen der dazugehörige wirksame Reibungswinkel nach der herkömmlichen Methode bestimmt werden.

Abschließend läßt sich zu diesem Problem festellen, daß die Verringerung der Scherfestigkeit nichtbindiger Erdstoffe bei hohen Normalspannungen unter dem Aspekt ebener Verformungsbedingungen, wie sie in der Natur dominieren, kleiner ist, als ursprünglich aus Beobachtungen an Triaxial- und Flachscherversuche angenommen wurde.

6. Vorschlag zur mathematischen Fassung des Reibungskoeffizienten

Durch die Auswertung eigener Versuchsreihen konnte ein Vorschlag zur mathematischen Fassung für den Reibungskoeffizienten erarbeitet werden;

$$\tan\Phi' = Ae^{-B(1-J_D)} . \tag{5}$$

Im Vergleich zu den bekannten mathematischen Formulierungen für den Reibungskoeffizienten ist diese Fassung um einige bodenmechanische Kennwerte erweitert worden. So gibt der Parameter A den Reibungskoeffizienten bei der dichtesten Lagerung, also bei $J_D = 1{,}00$ an. Er ist aus Scherversuchen an nichtbindigen Lockergesteinen relativ einfach zu bestimmen.

In Abb. 14 konnte für alle in Frage kommenden Versuchsreihen eine Abhängigkeit des Parameters A von der wirksamen Korngröße und von der Verformungsbedingung gefunden werden.

Der Parameter B ist von der Größe der Differenz der Porenzahlen $e_{krit} - e_{min}$ abhängig, die gleichzeitig — mit gewissen Ausnahmen natürlich — Ausdruck der Gleichförmigkeit und der Verdichtungswilligkeit des nichtbindigen Erdstoffes ist. Im Abb. 15 ist der Parameter B in Abhängigkeit von dem Wert $e_{krit} - e_{min}$ und den Verformungsbedingungen dargestellt

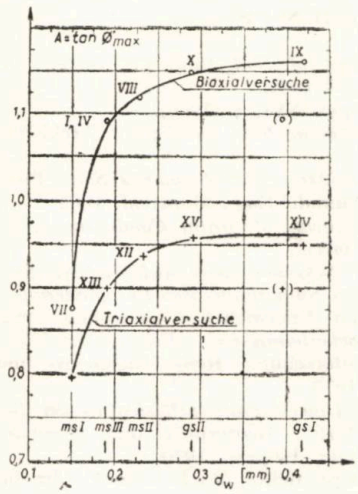


Abb. 14. — Der Parameter A in Abhängigkeit von der wirksamen Korngröße d_w.

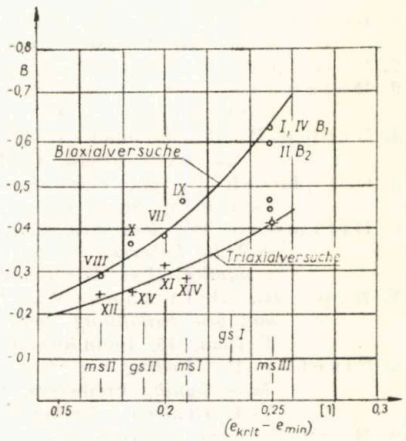


Abb. 15. — Der Parameter B in Abhängigkeit vom Wert $e_{krit} - e_{min}$.

7. Schlußfolgerungen

Durch die mangelhafte Wiedergabe der natürlichen Spannungs- und Formänderungsbedingungen herkömmlicher Scherversuche angeregt, wurde in Anlehnung an vorhandene Neuentwicklungen eine Versuchseinrichtung für Biaxialversuche konstruiert, die es gestattet, durch systematisch und gezielte Versuchsdurchführung, den Einfluß der natürlichen, ebenen Verformung quaderförmiger Erdstoffproben auf die Scherfestigkeit von Erdstoffen zu untersuchen. Mit dieser Versuchseinrichtung war es möglich, korrelative Beziehungen zwischen Triaxial- und Biaxialversuchen — auch bei höheren Normalspannungen — zu erarbeiten, sodaß durch einfache Umrechnung triaxialer Scherparameter nichtbindiger Lockergesteine die natürlichen Spannungs- und Formänderungsbedingungen berücksichtigt werden können, ohne dafür die aufwendigen Biaxialversuche durchführen zu müssen.

Die baupraktische Bedeutung besteht u. a. bei der Herstellung langgestreckter Verkehrsbauwerke, Stützmauern, Streifenfundamenten, Tunneln oder hohen Erdstaudämmen in der z. T. erheblichen Reduzierung der auf der Baustelle zu bewegenden Erdmassen, in der Einsparung von Material und in der Verringerung der erforderlichen Baukapazität. Mit der rationellen Ausnutzung der Erdstoffestigkeit verbinden sich auf diesem Wege beträchtliche Kosteneinsparungen.

Eingegangen am 10. Oktober 1974

Hochschule für Verkehrswesen „Friedrich List“,
Dresden, Deutsche Demokratische Republik

LITERATURVERZEICHNIS

1. Bishop A. W., Henkel D. J., *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.* Edward Arnold Ltd., London, 1957/1962.
2. Bishop A. W., *Rankine Lecture 1966.* Geotechnique, **XVI**, *2* (1966).
3. Bojanowski W., *O metodach badan gruntow w zlozonym stanie naprazenia.* Archiwum inzynierii ladowej, **XV**, *1—2* (1969).
4. Broms B. B., Jamal A. K., *Analysis of the Triaxial Testcohesionless Soils.* Proc. of the sixth Intern. Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Montreal, 1965.
5. Cornforth D. H., *Some Experiments on the Influence of Strain Conditions on the Strength of Sand.* Geotechnique, **XIV**, *2* (1964).
6. Dittmann W., *Zur Ermittlung bodenmechanischer Scherparameter nichtbindiger Erdstoffe im Laboratorium bei räumlichen und ebenen Spannungs- und Formänderungszuständen.* Diss., Hochschule für Verkehrswesen „Friedrich List", Dresden, 1972.
7. Bobe R., Dittmann W., *Bodenmechanische Scherparameter — Beitrag zur labormäßigen Ermittlung.* Schriftenreihen der Bauforschung, Reihe Ingenieur- und Tiefbau, **45**, Bauinformation DDR, Berlin, 1973.
8. Fischer P., *Beitrag zur Anwendung rheologischer Untersuchungsmethoden in der Bodenmechanik.* Freiberger Forschungshefte, *A 492*, Geotechnik und Bergbau, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1970.
9. Horn A., *Die Scherfestigkeit von Schluff.* Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen, Westdeutscher Verlag, Köln und Opladen, 1964.
10. Kézdi A., *Handbuch der Bodenmechanik.* Bd. I, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin und Verlag der Ungarischen Akademie der Wissenschaften, Budapest, 1970.
11. Leussink H., Wittke W., Weseloh K., *Unterschiede im Scherverhalten rolliger Erdstoffe und Kugelschüttungen im Dreiaxial- und Biaxialversuch.* Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der TH Karlsruhe, *21* (1966).
12. Ломизе Г. М., Крижановский А. Л., *Прочность грунтов.* Гидрот. строит., *3* (1967).
13. Малышев М. В., Фрадис А. Д., *Условия прочность нещяних грунтов*, Proced. of the third Confer. on Soil Mech. a. Fond. Eng., Budapest, 1968.
14. Rowe P. W., *The Relation between the Shear Strength of Sands in Triaxial Compression, Plane Strain and Direct Schear.* Geotechnique, **XIX**, *1* (1969).
15. Schultze E., *Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden.* Der Bauingenieur, **43**, *9* (1968).
16. Sutherland H. B., Mesday M. S., *The Influence of the Intermodiste Principle Stress on the Strength of Sand.* Proc. of the VII Confer. on Soil Mech. a. Found. Eng., Mexico-City, 1969.

ASUPRA DETERMINĂRII ÎN LABORATOR A PARAMETRILOR REZISTENȚEI LA FORFECARE PENTRU PĂMÎNTURI NECOEZIVE, LA STĂRI DE EFORTURI UNITARE ȘI DE DEFORMAȚII SPAȚIALE ȘI PLANE

(Rezumat)

Autorul a imaginat un aparat și o metodă de a realiza în laborator o stare de deformație plană la încercarea la forfecare a pămînturilor necoezive, care în numeroase cazuri practice se apropie mai mult de realitate.

Se studiază rezultatele încercărilor în aparatul trixial realizat și se efectuează comparația lor cu cele din aparatul triaxial obișnuit, stabilindu-se corelații.

Procedeul permite realizarea de economii la construcții, avînd un caracter liniar și care se calculează în ipoteza problemei plane.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 3–4, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C.Z.624.01

STUDIUL CAUZELOR DEFORMAȚIILOR APĂRUTE ÎN STRUCTURA DE REZISTENȚĂ A CONSTRUCȚIILOR DIN COMPLEXUL FABRICII DE CĂRĂMIZI DIN DOROHOI, CA URMARE A UNOR FENOMENE GEOLOGICE ȘI GEOTEHNICE COMPLEXE *)

DE

TUDOR SILION și N. BOȚI

1. Introducere

În iarna anului 1971 s-au constatat degradări la o serie de construcții anexe ale fabricii de cărămizi de la Dorohoi, și anume la clădirea malaxoarelor și la uscătorie. Degradările au constat din fisuri, crăpături și deformații puternice, atît a elementelor structurii de rezistență cît și a elementelor constructive ce alcătuiau corpurile de clădire menționate.

Simultan s-au constatat și deformații ale terenului situat în partea de N—E a construcției, concretizate prin deplasări în corpul taluzului, crăpături în taluz și spălări de suprafață a materialului din care era alcătuit taluzul. S-a constatat, de asemenea, existența unor fenomene de umflare a pardoselilor din interiorul construcției.

Toate fenomenele observate indică faptul că au avut loc mișcări ale terenului de fundație care s-au reflectat în structura de rezistență, unde, provocînd solicitări suplimentare, au dus la degradarea unor elemente de rezistență care nu au putut prelua aceste solicitări suplimentare.

Din analiza situației de pe teren a rezultat că mișcările în cadrul terenului de fundație s-ar putea datora următoarelor cauze : a) umflarea materialului din care este alcătuit terenul de fundație, b) umflări datorită fenomenului de îngheț, c) deformații plastice în masivul de teren, care își au originea într-un dezechilibru provocat de pierderea parțială a stabilității versantului în partea de N—E.

În toate cele trei cauze sus menționate un rol important revine prezenței apei în zonă, care a produs o înrăutățire a caracteristicilor terenului de fundație pe care este amplasată construcția.

---

*) Contract între Institutul politehnic din Iași și Intreprinderea de Industrie Locală, Dorohoi.

2. Studiul geologic și geotehnic al terenului

Orașul Dorohoi este așezat în partea de N—V a cîmpiei Moldovei, pe cursul superior al rîului Jijia, imediat în aval de confluiența cu pîrîul Buhaiului. El se găsește în apropiere de rama înaltă a Podișului Sucevei care mărginește Cîmpia Moldovei spre V și N (spre vest de Hăpăi 427 m, șaua Lozna — Dersca, iar spre N rama deluroasă care în măgura Ibănești-lor atinge 385 m) [2].

Din punct de vedere geologic tehnic, versantul la baza căruia se află amplasată fabrica de cărămidă se prezenta, în momentul efectuării studiilor, sub forma unui versant stabil avînd panta maximă de 12,5%.

Versantul este alcătuit dintr-o argilă marnoasă sarmațiană, brună — verzuie, umedă, peste care se găsește un material deluvial sub forma unui nisip prăfos, fin în amonte și un praf argilos în aval. În acest strat este catonată apa subterană. Grosimea stratului este mai mare în amonte și se subțiază spre aval, dispărînd complet la partea de racord cu șesul aluvial al rîului Jijia, în care apar depuneri specifice de luncă, în grosimi depășind 11 m.

Apa subterană este drenată spre valea Jijiei. Cercetările de teren și un dren executat în prima etapă de realizare a fabricii (execuția cuptorului Hoffman) au arătat că circulația apei subterane are loc exclusiv la baza complexului prăfos-nisipos, la suprafața argilei sarmațiene. A existat un sistem de drenare care a permis execuția în uscat a cuptorului Hoffman.

Platforma pe care a fost executat cuptorul Hoffman este situată la cota + 99,50 m și în etapa II (malaxoare și uscătoare) ca a fost extinsă înspre versant la aceeași cotă pentru a cuprinde construcții aferente cuptorului.

S-a avizat favorabil această extindere, în condiția luării unor măsuri care să excludă pericolul pierderii stabilității versantului și anume : a) realizarea unor sisteme de drenaje, b) realizarea unui zid de sprijin în zona clădirii malaxoarelor.

Construcțiile au fost fundate în stratul de argilă sarmațiană slab marnoasă. Trebuie făcută menţiunea că acest strat prezintă în suprafață semne de degradare (schimbarea culorii, indici geotehnici mai puțin buni ca argila vînătă din bază), fiind, totuși, un teren de fundație care răspunde condițiilor impuse de construcția proiectată ; argila vînătă din bază se află la circa 3 m sub talpa fundațiilor construcțiilor executate.

Indicii de forfecare a argilei marnoase vinete sînt următori : $\Phi = 15°$ și $c = 0{,}7$ daN/cm^2, iar pentru pachetul mai permeabil de deasupra, $\Phi = 25°$ și $c = 0{,}3$ daN/cm^2. Gradul de umiditate al argilei cenușii din bază este de 0,85...0,90 iar la suprafață este de 1,0.

În memoriul studiului menționat se atrage atenția asupra înrăutățirii vizibile a proprietăților fizico-mecanice a acestui material prin prezența apei, motiv pentru care se recomandă o serie de măsuri menite să protejeze taluzul, atît de acțiunea apei subterane cît și de cea a apelor de șiroire (panta 1/3, înierbare, cleionaje, rigole de scurgere a apelor de șiroire, plantații pentru fixarea taluzului).

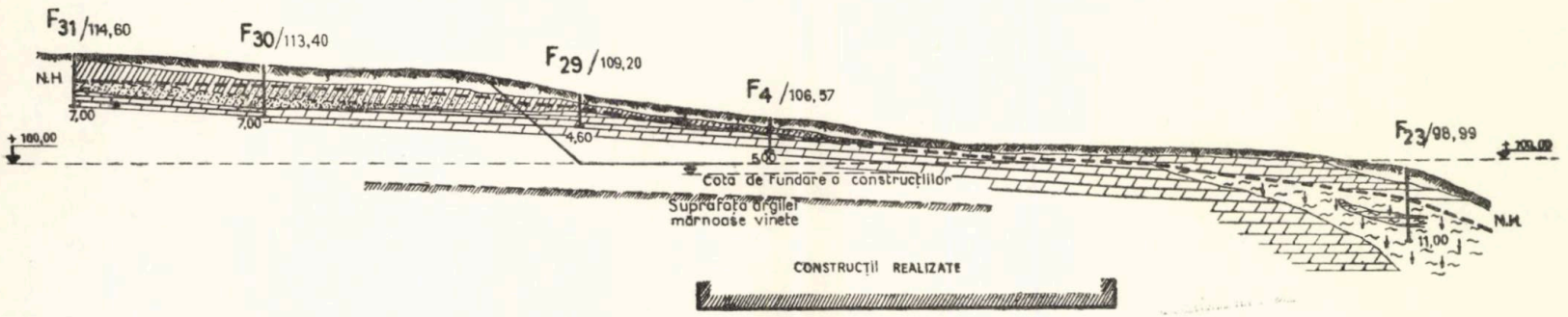


Fig. 1. — Profilul geologic.

3. Cercetări experimentale

Pentru a putea stabili cu mai multă precizie care din cauzele menționate mai înainte au ponderea cea mai mare în fenomenele observate, în laboratorul de Geotehnică al Institutului politehnic din Iași, s-au efectuat unele determinări suplimentare privind proprietățile pămîntului din care este alcătuit terenul de fundație — argilă sarmațiană slab marnoasă. Astfel, pentru evidențierea proprietăților de *contracție — umflare*, s-a determinat, conform normativului C24.62, căldura de umezire, care a rezultat de 1,917...2,981 cal/g, încadrînd materialul, din acest punct de vedere, în categoria pămînturilor cu o contracție — umflare redusă ($q_u < 5$).

Dacă se are în vedere indicele de plasticitate, care variază între 26,1% și 28,5%, rezultă că este vorba de un material de umflare mediu spre mare (33% după D.S.P.A.C. Suceava).

Conținutul de fracțiune argiloasă sub 1μ este mai mic de 12%, indicînd un material cu posibilitate redusă de umflare.

În ceea ce privește indicele de activitate valoarea sa situează materialul în categoria celor cu susceptibilitate la umflare redusă spre medie.

Valorile acestor indici permit să se tragă concluzia că materialul înclină către umflări în general reduse spre medii dacă primește un aport de apă. Această apreciere are la bază faptul că din indicii menționați unii (indicele de plasticitate, compoziția granulometrică) au numai un caracter orientativ, valoarea lor servind doar ca o indicație a posibilității ca materialul să prezinte proprietăți de umflare — contracție mai accentuate. Fenomenul de umflare a dus la înrăutățirea situației versantului, fără a fi însă cauza majoră care a provocat deplasările.

În ceea ce privește *comportarea la îngheț*, s-au efectuat încercări pe probe extrase la cota 0,00 m și — 0,50 m.

Încercarea la îngheț s-a efectuat pe epruvete cilindrice cu diametrul de 10 cm și înălțimea de 15 cm. Probele folosite au fost tulburate și netulburate. Trei probe au fost supuse înghețului iar una din probe a fost păstrată ca martor. În probele supuse înghețului au fost introduse prin suprafața laterală, pînă în ax, termocuple la următoarele distanțe față de fața lor superioară : 1,5 cm, 4,5 cm, 7,5 cm și 10,5 cm, 13,5 cm și 15,0 cm.

Probele au fost încărcate cu o sarcină de 0,1 daN/cm^2, pe toată durata încercării, care a durat 262 ore (11 zile). Temperatura în interiorul dulapului frigorific a fost coborîtă treptat, astfel că la fața superioară a probelor s-a atins, după circa 20 ore, o temperatură de — 1,0°C, după 50 ore, — 1,7°C, după 70 ore, — 2,2°C, după 95 ore, — 4,0°C, iar după 190 ore, circa —6°C. În tot acest timp temperatura apei la baza probelor a fost menținută constantă, la + 3,5°C.

Probele au început să se umfle după circa 20 ore, procesul continuînd pînă la sfîrșitul încercării. Cele mai mari umflări s-au înregistrat la proba netulburată de la cota 0,00 m, iar cele mai mici la cea de la cota — 0,50 m (s-a utilizat relația $C_u\ \% = \Delta h/Z_t.100$).

În tabelul 1 sînt prezentate, la intervalul de 50 ore, temperatura la suprafața superioară a probei, cota izotermei zero (zi), umflările (Δh) și coeficientul de umflare la îngheț determinat conform STAS E 1 709/59.

Tabelul 1

Timpul ore	t la fața superioară a probelor °C	Proba *1* (— 0,50 m netulburat)			Proba *2* (0,00 m netulburat)			Proba *3* (0,00 m tulburat)		
		Z_i mm	Δh mm	C_u %	Z_i mm	Δh mm	C_u %	Z_i mm	Δh mm	C_u %
50	— 1,6	55	0,30	0,545	46	1,90	4,14	48	0,65	1,35
100	— 4,0	107	0,65	0,607	88	6,50	7,40	89	2,50	2,81
150	— 4,0	110	1,00	0,908	93	10,30	11,10	91	4,40	4,48
200	— 6,0	131	2,10	1,600	111	13,80	12,43	113	6,90	6,10
250	— 5,7	129	3,55	2,720	114	17,35	15,22	113	9,80	8,67

Rezultă că pămîntul netulburat de la cota 0,00 m prezintă umflări și coeficienți de umflare de circa cinci ori mai mari decît proba netulburată de la cota 0,50 m. De asemenea, aceste umflări și valorile coeficienților de umflare sînt de două ori mai mari de cît cele de la proba netulburată colectată la aceeași cotă. Fenomenul s-ar explica prin faptul că materialul, prin înghețul suferit pe teren, a devenit mai susceptibil la îngheț, prin afînarea care s-a produs cu această ocazie.

La sfîrșitul încercării probele au fost scoase din dulap, cîntărite, extrase din tub și tăiate. S-au determinat umidițăile în cinci straturi, cu excepția probei *1*, care s-a distrus prin extragerea din tub, lucrîndu-se numai în trei straturi. Greutatea probelor la sfîrșitul încercării, umiditatea medie rezultată prin calcul și umiditatea maximă, sînt prezentate în tabelul 2.

Tabelul 2

Epruveta / Caracteristici	*1* netulburat 0,50 m	*2* netulburat 0,00 m	*3* tulburat 0,00 m	*4* (martor) tulburat 0,00 m
G [gf]	2 749	2 946	2 882	2 995
W_{med} [%]	19,90	30,10	28,60	25,70
W_{max} [%]	26,50	40,00	33,13	28,45
W_{max}/W_{init}	1,64	1,86	1,45	1,24
W_{max}/W_{martor}	—	1,40	1,16	—
I_c	0,725	0,387	0,627	0,790

Din examinarea datelor se observă că proba de la cota — 0,50 m, umiditatea maximă în zona înghețată a crescut față de valoarea ei inițială cu 64%, iar indicele de consistență a scăzut de la 1,12 la 0,725.

În probele extrase de la cota 0,00 m umiditatea a crescut mai mult în proba netulburată, sporul de umiditate față de valoarea inițială fiind de 86%, din care 40% datorită înghețului. Indicele de consistență a scăzut de la 1,03 la 0,387 în timp ce în proba martor, prin afluxul continuu de apă, a scăzut numai la 0,790.

Avînd în vedere clasificarea pămînturilor după sensibilitatea la îngheț, conform prevederilor STAS E 1 709-67, pămîntul se încadrează în pămînturi foarte sensibile la îngheț ($\Phi < 0{,}002$ mm mai mult de 6%, $\Phi <$ $< 0{,}02$ mm mai mult de 20% și $\Phi < 0{,}1$ mm mai mult de 40%, $10 < I_p <$ < 35 și $C_u > 8\%$).

Efectul fenomenului de îngheț manifestîndu-se numai pe o adîncime mică de la suprafață, se consideră că el a dus la înrăutățirea condițiilor de stabilitate din zonă prin afînarea materialului, creșterea umidității și reducerea indicilor rezistenței la forfecare fără a reprezenta însă cauza majoră a deplasării.

În ceea ce privește ipoteza legată de *pierderea stabilității versantului*, trebuie arătat că realizarea platformei poate produce o dezechilibrare a masivului. Indicii rezistenței la forfecare, pentru pămîntul în care s-a realizat platforma și taluzul, conform studiului întocmit de DSAPC Suceava, variază în limitele : $\Phi = 4°...17°$, $c = 0{,}44...1{,}00$ daN/cm², în medie $\Phi =$ $= 11°$ și $c = 0{,}69$ daN/cm².

Din discuțiile cu proiectantul a rezultat că argila marnoasă este alterată pe o anumită grosime în suprafață, alterare ce se reflectă în culoarea pe care o are, galben spre galben-cenușiu. Ea este străbătută de zone de nisip paralele, cu aproximație, cu planul ei de stratificare. Grosimea acestui pachet din suprafață, sub talpa fundațiilor construcției, este de circa 2,5... ...3 m.

De asemenea, pe teren s-a constatat ovalizarea unor conducte și camere de vizitare ceea ce denotă existența în masiv a unor mișcări din amonte înspre aval, care se sting pe măsură ce punctele luate în considerare se îndepărtează de piciorul taluzului nou creat prin realizarea extinderii platformei pe care este amplasată fabrica de cărămidă.

Fisurile și crăpăturile din pereții sălii malaxoarelor precum și înclinarea luminatoarelor de la uscătorie, de asemenea par să indice o mișcare pe orizontală.

Avînd în vedere cele arătate s-a luat în considerație și ipoteza după care deteriorările s-ar datora unor mișcări, în versant.

Astfel, prin decaparea realizată în stratul de argilă magnoasă s-a redus foarte mult, în secțiunea în care s-a efectuat forajul F 29, grosimea pachetului de argilă marnoasă din suprafață. O tendință de deplasare din amonte sub acțiunea greutății taluzului, datorită prezenței straturilor de nisip din argila marnoasă, va întîmpina din acest motiv o rezistență redusă în această secțiune.

Admițînd că rezistența pasivă ce ia naștere în această secțiune ar echilibra în final tendința de deplasare ce apare sub acțiunea împingerii active a masivului din amonte pe un plan de alunecare ce s-ar forma după un strat de nisip, aceasta presupune, totuși, apariția unor deplasări spre aval necesare pentru a mobiliza împingerea pasivă, deplasări care s-ar putea să nu afecteze prea mult masivul, dar capabile să exercite o influență nefavorabilă asupra structurii de rezistență a clădirii.

La acest fapt se mai adaugă de asemenea și efectul apei subterane, care prin realizarea taluzului își va schimba liniile de curent ce vor crea emergențe pe taluz, la baza lui stabilindu-se astfel un gradient hidraulic

mult mai mare decît cel din situația anterioară efectuării săpăturii. Acest aspect înrăutățește condițiile de stabilitate generală a taluzului considerat.

Pe de altă parte, greutatea construcției lucrează ca o suprasarcină pe prisma de pămînt, ce se opune prin rezistența ei pasivă deplasării, mărind astfel gradul de stabilitate al versantului.

Un calcul aproximativ, efectuat pe baza metodei echilibrului blocurilor, pune în evidență insuficiența indicilor rezistenței la forfecare a pămîntului, considerat submersat, pentru împiedicarea deplasării în condițiile umezirii în exces a versantului și a influenței fenomenelor de îngheț și umflare.

Din analiza făcută rezultă că factorul determinat în producerea degradărilor constatate la construcție îl reprezintă fenomenul de deformație de curgere plastică din versant, întreținut și accentuat de fenomene de contracție — umflare și de îngheț — dezgheț.

Creșterea plasticității materialului din versanți se datorește creșterii umidității sale prin fenomenele adiacente sus menționate, un rol important în înrăutățirea condițiilor de stabilitate avînd și efectul hidrodinamic și hidrostatic al apei subterane, a cărei curgere normală a fost stînjenită prin efectuarea lucrării.

Fenomenul nu a avut o dezvoltare catastrofală prin faptul că panta generală este totuși relativ redusă (12,5%) și construcția de la baza taluzului acționează ca o suprasarcină, părți din ea fiind foarte rigide. Fenomenele de curgere au avut o viteză redusă dar în același timp deplasările ce s-au produs au fost suficient de mari pentru a provoca degradarea elementelor de construcții de o rigiditate mai mică decît cuptorul Hoffman.

4. Măsuri pentru stabilizarea construcțiilor

Avînd în vedere concluziile la care s-a ajuns, pentru a opri dezvoltarea în viitor a fenomenului și a evita înrăutățirea situației existente care ar putea pune în pericol construcția, sînt necesare următoarele măsuri pentru eliminarea infiltrării apei în versant și reducerea efectului apei subterane din acesta :

1° Revizuirea și completarea sistemului de drenuri existent, în scopul captării pînzei de apă subterană din taluz și zona amonte și a evacuării ei în afara încintei construcției.

2° Nivelarea și protejarea taluzului contra eroziunii de suprafață.

3° Nivelarea și descărcarea versantului de la marginea superioară a taluzului pînă la cariera de argilă, cu amenajarea lui de suprafață în așa fel încît să evite infiltrarea apei ce provine din cariera de argilă.

4° Construcția unui șanț de gardă pereat care să elimine apa superficială ce provine din carierea de argilă în afara amplasamentului construcției, evitînd în acest mod scurgerile dezordonate de la suprafață și infiltrarea ei în masivul de pămînt din spatele versantului.

5° Mutarea drumului din amontele taluzului în altă zonă, dat fiind că prin existența sa contribuie la colectarea apelor și la răspîndirea unor vibrații din circulație și a unor supraîncărcări ce influențează taluzul în mod defavorabil.

6° Asigurarea unei evacuări corespunzătoare a apelor din cariera de argilă pentru a nu se infiltra în mod excesiv în masiv.

7° Folosirea gazelor calde din uscătoare, pentru crearea unui tiraj în drenuri care să contribuie la desecarea masivului.

Toate măsurile menționate au ca scop să dreneze masivul de pământ de la baza versantului, asigurîndu-se astfel stabilizarea taluzului, contribuind la crearea unei zone care lucrînd ca un contrafort poate prelua tendințele de mișcare din versant din amontele său.

Notații

c — coeziune, [N/cm^2],
C_u — coeficientul de umflare la îngheț, [%],
I_a — indice de activitate,
I_c — indice de consistență,
I_p — indice de plasticitate,
S_r — grad de umiditate,
W — umiditatea naturală,
W_L — limita superioară de plasticitate,
W_p — limita inferioară de plasticitate,
Z_i — adîncimea de pătrundere a înghețului în probă, [mm],
q_u — căldura de umezire, [cal/g],
h_i — sporul de înălțime al probei supusă înghețului, [mm],
Φ — unghi de frecare interioară, [grade].

Primită la 6 decembrie 1972

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de geotehnică, fundații
și căi de comunicații

BIBLIOGRAFIE

1. Silion T., *Geologie, geotehnică și fundații*, Vol. II, Inst. polit. Iași, 1971, 171–221.
2. Băcăuanu V., Schram M., Pantazică M., Obreja A., Martiniuc C., *Cîteva observații geomorfologice și hidrologice asupra orașului Dorohoi*. An. șt. Univ. „Al. I. Cuza", Iași (serie nouă), IV, *2* (1958).

UNTERSUCHUNG DER URSACHEN FÜR DIE FORMÄNDERUNGEN IN DIE GEBÄUDESTRUKTUREN EINES GROßEN ZIEGELWERKES AUS DOROHOI ALS FOLGE KOMPLIZIERTEN GEOLOGISCHEN UND GEOTECHNISCHEN EINWIRKUNGEN

(Zusammenfassung)

In der vorliegenden Arbeit werden die Bodenverformungen, die sich auf die Tragweke der in dieser Zone befindlichen Bauten auswirken, untersucht.

Die Zone wird vom geologischen, geotechnischen und hydrologischen Gesichtspunkt betrachtet und die Lagerungseigenschaften für die vorhandenen Gebäuden werden festgestellt.

Die Untersuchung beruht auf experimentellen Stichprobenmessungen der Lagerungschicht, die zur Bestimmug der Bodeneigenschaften, einschließlich ihrer Frostbeständigkeit, dienen können.

Es folgt, daß für die beobachteten Gebäudeschäden, die Verformungen, welche durch die plastische Erdströmung auf dem Abhang hervogerufen sind, verantworlich gemacht werden können. Einige Maßnahmen die zur Stabilisierung der Gebäuden führen sollen, werden vorgeschlagen.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 3–4, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII.ARHITECTURĂ

C. Z. 526

OPTIMIZAREA INTERSECȚIEI ÎNAINTE

DE

GH. NISTOR

1. Intersecția înainte reprezintă una din metodele de bază în lucrările geotopometrice, avînd o largă aplicare atît în topografia generală, la îndesirea punctelor din rețeaua de triangulație, cît și în topografia specială, la aplicarea pe teren a construcțiilor proiectate, ca și la măsurarea deplasărilor orizontale ale construcțiilor.

Analiza condițiilor optime de determinare a unui punct prin intersecția înainte este de mare importanță la obținerea unei rețele de puncte de o precizie corespunzătoare și, în special, în lucrările topografici speciale, unde precizia impusă la determinarea punctelor este foarte ridicată.

Necunoașterea sau ignorarea condițiilor determinării optime poate duce la cazul cînd eroarea în poziția punctului este mai mare decît precizia impusă, chiar în condițiile unor operații de măsurare și calcul efectuate corect.

Lucrarea își propune să analizeze din mai multe puncte de vedere aceste condiții.

2. Determinarea unui punct P prin metoda intersecției înainte se efectuează prin staționarea a minimum două puncte cunoscute, *1* și *2*, măsurîndu-se unghiurile α și β (fig. 1). Se consideră un sistem rectangular de axe cu originea în punctul *1*. Coordonatele bipolare ale punctului P sînt date de relațiile:

$$X = \frac{D}{\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\beta}, \qquad Y = \frac{D\operatorname{ctg}\alpha}{\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\beta}, \tag{1}$$

unde D reprezintă distanța dintre punctele *1* și *2*. Erorile de măsurare a unghiurilor, $d\alpha$ și $d\beta$, au drept efect deplasări ale punctului P din poziția sa (P_1, P_2, P_3, P_4 — fig. 2).

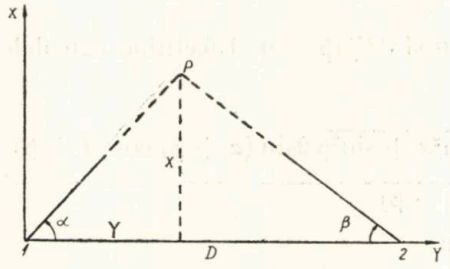


Fig. 1

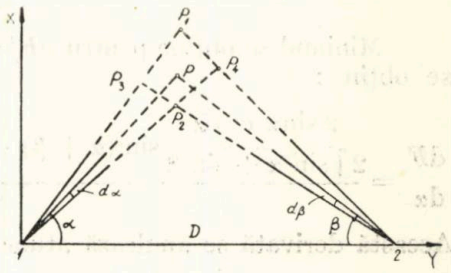


Fig. 2

Se consideră relațiile cu care se pot exprima coordonatele punctului P ca funcții de elementele măsurate pe teren, unghiurile α și β. Pentru aflarea erorilor corespunzătoare, se aplică formula erorii medii pătratice a unei funcții de mărimi măsurate direct. Astfel, coordonatele fiind

$$X = f(\alpha, \beta), \qquad Y = \varphi(\alpha, \beta)$$

erorile se determină cu relațiile:

$$(2) \qquad m_X^2 = \left(\frac{df}{d\alpha}\right)^2 m_\alpha^2 + \left(\frac{df}{d\beta}\right)^2 m_\beta^2, \qquad m_Y^2 = \left(\frac{d\varphi}{d\alpha}\right)^2 m_\alpha^2 + \left(\frac{d\varphi}{d\beta}\right)^2 m_\beta^2.$$

Calculîndu-se derivatele parțiale și considerîndu-se că erorile medii pătratice de măsurare a unghiurilor sînt egale ($m_\alpha = m_\beta$), se obține:

$$m_X^2 = \frac{D^2 m_\alpha^2}{\sin^4(\alpha + \beta)} (\sin^4 \alpha + \sin^4 \beta),$$

$$m_Y^2 = \frac{D^2 m_\alpha^2}{\sin^4 (\alpha + \beta)} (\sin^2\alpha \cos^2\alpha + \sin^2\beta \cos^2\beta).$$

Pătratul erorii totale în poziția punctului va fi:

$$(3) \qquad m^2 = m_X^2 + m_Y^2 = \frac{D^2 m_\alpha^2}{\sin^4 (\alpha + \beta)} (\sin^2\alpha + \sin^2 \beta).$$

Rezultă că eroarea medie pătratică este dată de relația:

$$(4) \qquad m = \frac{D m_\alpha}{\rho} \cdot \frac{\sqrt{\sin^2\alpha + \sin^2\beta}}{\sin^2(\alpha + \beta)}.$$

S-a obținut cunoscuta formulă a lui W. Jordan; la același rezultat se ajunge plecîndu-se de la formulele lui Young sau Delambre.

Valoarea lui m_α din relația (4) este exprimată în radiani și deoarece, obișnuit, se exprimă în secunde, se va împărți la modulul de transformare (ρ).

3. Pentru o distanță dată D, minimul erorii medii pătratice se va obține pentru minimul funcției:

$$(5) \qquad F = \frac{\sqrt{\sin^2\alpha + \sin^2\beta}}{\sin^2(\alpha + \beta)}.$$

Minimul se obține pentru $dF/d\alpha = 0$ și $dF/d\beta = 0$. Efectuînd calculele se obține:

$$\frac{dF}{d\alpha} = \frac{\dfrac{2 \sin\alpha \cos\alpha}{2\sqrt{\sin^2\alpha + \sin^2\beta}} \sin^2(\alpha + \beta) - \sqrt{\sin^2\alpha + \sin^2\beta}\, 2\sin(\alpha + \beta)\cos(\alpha + \beta)}{\sin^4(\alpha + \beta)}.$$

Această derivată se anulează atunci cînd

$$(6) \qquad \sin\alpha \cos\alpha \sin(\alpha + \beta) - 2(\sin^2\alpha + \sin^2\beta)\cos(\alpha + \beta) = 0.$$

Analog, anulînd derivata $dF/d\beta$ se obține ecuația :

$$\sin\beta\cos\beta\sin(\alpha+\beta)-2(\sin^2\alpha+\sin^2\beta)\cos(\alpha+\beta)=0. \tag{7}$$

Din compararea ecuațiilor (6) și (7) rezultă că

$$\sin\alpha\cos\alpha=\sin\beta\cos\beta. \tag{8}$$

Relația (8) este satisfăcută dacă :

$$\alpha+\beta=\frac{\pi}{2}, \tag{9}$$

ceea ce este imposibil deoarece rezultă pentru α și β soluțiile (0, 0) și (0, $\pi/2$), sau

$$\alpha=\beta, \tag{10}$$

adică unghiurile măsurate pe teren sînt egale. În acest ultim caz ecuațiile (6) și (7) conduc la :

$$\sin\alpha\cos\alpha\sin 2\alpha-2(\sin^2\alpha+\sin^2\alpha)\cos 2\alpha=2\sin^2\alpha\cos^2\alpha-4\sin^2\alpha(1-2\sin^2\alpha)=$$
$$=2\sin^2\alpha(1-\sin^2\alpha)-4\sin^2\alpha+8\sin^4\alpha=2\sin^2\alpha(3\sin^2\alpha-1)=0,$$

cu soluția

$$\sin\alpha=\frac{1}{\sqrt{3}}\cdot$$

Rezultă că valoarea cea mai mică a erorii medii pătratice în poziția punctului se obține pentru cazul cînd :

$$\alpha=\beta=39^g18^c. \tag{11}$$

Deoarece $\gamma=200^g-(\alpha+\beta)$, eroarea minimă se va obține cînd triunghiul *1P2* este isoscel iar cele două drepte de determinare se vor intersecta sub un unghi $\gamma=200^g-2\alpha$, adică :

$$\gamma=121^g64^c. \tag{12}$$

4. Mărimile m_X și m_Y furnizează erorile medii pătratice ale abaterilor medii ale punctului determinat, în ceea ce privește direcțiile axelor de coordonate date. În timp ce m_X și m_Y pot avea semnul plus sau minus, eroarea totală m este esențial pozitivă. În funcție de mărimea lui m este imposibil să se determine valorile abaterilor punctului relativ și pentru alte direcții și să se studieze în ce direcții aceste abateri au valori maxime sau minime. Mărimea m furnizează limite prea largi pentru aprecierea poziției punctului. Acest aspect se pune în evidență foarte clar, cînd, pentru aceeași valoare a lui m, erorile m_X și m_Y diferă mult ca mărime. Astfel, descriindu-se un cerc în jurul punctului P (fig. 3), se contruiește dreptunghiul *ABCD*, care este determinat de erorile medii pătratice de-a lungul axelor m_X și m_Y. Dar dimensiunile laturilor acestui dreptunghi, deci și raportul

mărimilor m_X și m_Y, se pot schimba foarte mult (de exemplu dreptunghiul $A_1B_1C_1D_1$) iar mărimea lui m rămîne aceeași. Din cele arătate se poate trage concluzia că eroarea medie pătratică m nu poate caracteriza satisfăcător precizia în determinarea poziției punctului în plan.

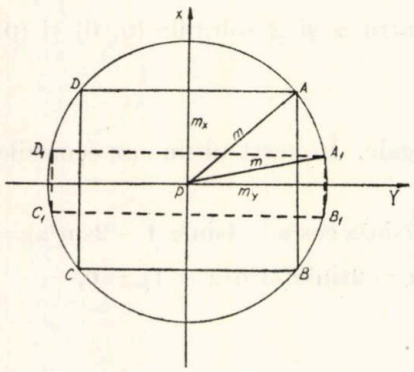


Fig. 3

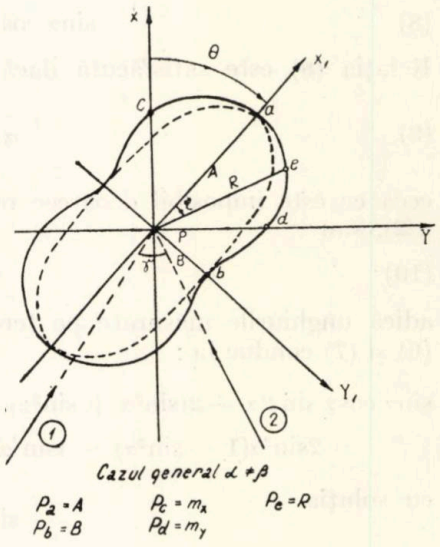


Fig. 4

O idee completă și clară despre erorile în poziția punctului o furnizează elipsa erorilor. Mărimea semiaxelor și orientarea elipsei erorilor depinde de mărimea unghiului γ sub care se intersectează dreptele de determinare. În practică se folosesc relațiile:

$$
(13)\quad
\begin{cases}
A = \dfrac{m_\alpha}{2\rho \sin\gamma}\left(\sqrt{d_1^2 + d_2^2 + 2d_1d_2\sin\gamma} + \sqrt{d_1^2 + d_2^2 - 2d_1d_2\sin\gamma}\right), \\[2ex]
B = \dfrac{m_\alpha}{2\rho \sin\gamma}\left(\sqrt{d_1^2 + d_2^2 + 2d_1d_2\sin\gamma} - \sqrt{d_1^2 + d_2^2 - 2d_1d_2\sin\gamma}\right), \\[2ex]
\operatorname{tg} 2\theta = \dfrac{\dfrac{\sin 2\alpha}{d_1^2} - \dfrac{\sin 2\beta}{d_2^2}}{\dfrac{\cos 2\alpha}{d_1^2} + \dfrac{\cos 2\beta}{d_2^2}},
\end{cases}
$$

în care d_1 și d_2 reprezintă distanțele de la punctele vechi la punctul de determinat. Orientarea θ este unghiul făcut de axa absciselor cu direcția semiaxei mari a elipsei erorilor.

Mai corect, precizia în poziția punctului este dată de curba pedală a elipsei erorilor (fig. 4), care se definește ca locul geometric al picioa-

relor perpendicularelor duse din centrul elipsei pe tangentele la elipsă și a cărui ecuație este :

$$R = \sqrt{A^2\cos^2\varphi + B^2\sin^2\varphi}\,, \tag{14}$$

în care φ reprezintă unghiul dintre semiaxa mare și raza vector R, luat în sens indirect acelor unui ceasornic.

5. Deoarece s-a arătat că cea mai favorabilă determinare are loc cînd triunghiul este isoscel ($d_1 = d_2 = d$), relațiile (13) devin în acest caz :

$$\begin{cases} A = \dfrac{m_\alpha d\sqrt{2}}{2\rho\sin\gamma}\left(\sqrt{1+\sin\gamma} + \sqrt{1-\sin\gamma}\right), \\ B = \dfrac{m_\alpha d\sqrt{2}}{2\rho\sin\gamma}\left(\sqrt{1+\sin\gamma} - \sqrt{1-\sin\gamma}\right), \\ \operatorname{tg} 2\theta = 0, \end{cases} \tag{15}$$

de unde rezultă că :

$$2\theta = 0^g = 200^g, \qquad \theta = 0^g = 100^g\,.$$

Se deduce de aici că în acest caz axele elipsei erorilor coincid cu axele de coordonate, avînd loc egalitățile $m_X = A$ și $m_Y = B$. Efectuîndu-se raportul dintre pătratele semiaxelor se obține

$$\frac{A^2}{B^2} = \frac{1+\cos\gamma}{1-\cos\gamma} = \frac{2\cos^2\dfrac{\gamma}{2}}{2\sin^2\dfrac{\gamma}{2}} = \operatorname{ctg}^2\frac{\gamma}{2}$$

și deci

$$\frac{A}{B} = \operatorname{ctg}\frac{\gamma}{2}\,. \tag{16}$$

Raportul va trebui să fie egal cu 1 pentru $\gamma = 100^g$; elipsa erorilor degenerează într-un cerc al erorilor.

În fig. 5 se prezintă graficul funcțiilor A și B (valori relative).

Se observă că pentru $\gamma = 100^g$, minimul funcției A coincide cu maximul funcției B.

6. Un mod de apreciere expeditiv al preciziei de determinare a poziției punctului este cel bazat pe stabilirea ponderei elipsei erorilor, care se calculează cu formula :

$$P = \frac{1}{A^2 + B^2}\,. \tag{17}$$

Cu cît valorile semiaxelor sînt mai mici, ponderea, deci și precizia, sînt mai mari. Pentru o analiză minuțioasă trebuie să se calculeze valorile absolute ale semiaxelor elipsei erorilor făcîndu-se în relațiile (15) substituția :

$$d = \frac{D}{2}\cdot\frac{1}{\sin(\gamma/2)}\,.$$

Relațiile (15) devin :

$$(18)\qquad \begin{cases} A = \dfrac{m_\alpha D\sqrt{2}}{4\rho \sin\gamma \sin(\gamma/2)}\,(\sqrt{1+\sin\gamma}+\sqrt{1-\sin\gamma}), \\ B = \dfrac{m_\alpha D\sqrt{2}}{4\rho \sin\gamma \sin(\gamma/2)}\,(\sqrt{1+\sin\gamma}-\sqrt{1-\sin\gamma}). \end{cases}$$

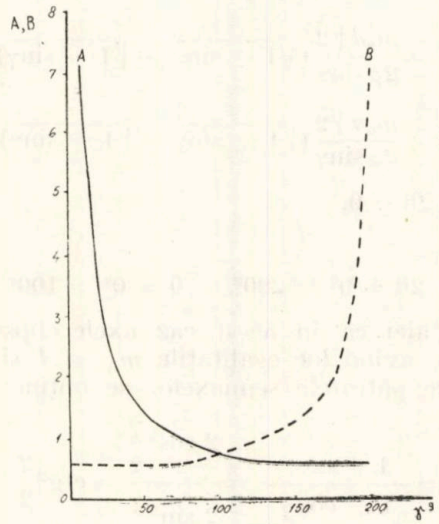


Fig. 5

Înlocuindu-se aceste valori în (17), după o serie de transformări se obține:

$$(19)\qquad P = \frac{1}{A^2+B^2} = \left(\frac{\rho\sqrt{2}}{m_\alpha D}\sin\gamma \sin\frac{\gamma}{2}\right)^2.$$

Pentru o valoare dată a distanței D, ponderea maximă se va obține cînd funcția $U = \sin\gamma \sin(\gamma/2)$ este maximă. Dar

$$(20)\qquad U = \sin\gamma \sin\frac{\gamma}{2} = 2\sin^2\frac{\gamma}{2}\cos\frac{\gamma}{2} = 2\left(\cos\frac{\gamma}{2} - \cos^3\frac{\gamma}{2}\right).$$

Expresia astfel obținută este cunoscută deja de la studiul valorii minime a erorii medii pătratice și maximul ei are loc pentru $\gamma = 121^g64^c$.

Se observă așadar că maximul ponderei elipsei erorilor corespunde cu minimul erorii medii pătratice.

7. În continuare se urmărește a se stabili pentru ce valoare a unghiului γ suprafața elipsei erorilor va fi minimă. Suprafața elipsei erorilor este dată de relația :

$$S_e = \pi AB\,;$$

înlocuindu-se valorile absolute ale lui A și B date de (18) se obține

$$S_e = \frac{\pi m_\alpha^2 D^2}{4\rho^2} \cdot \frac{1}{\sin\gamma \sin(\gamma/2)} = \frac{\pi m_\alpha^2 D^2}{4\rho^2} \cdot V. \tag{21}$$

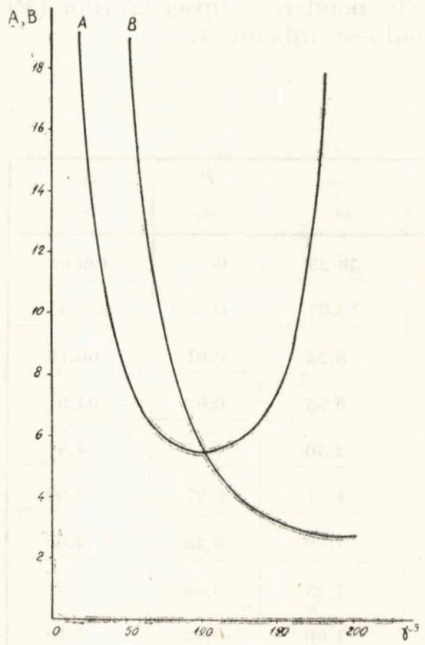


Fig. 6

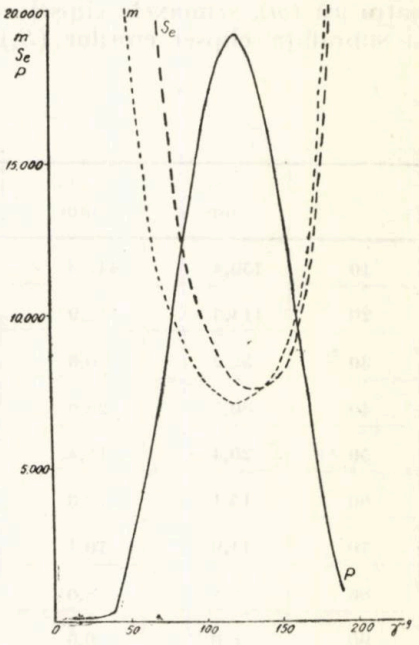


Fig. 7

Pentru o distanță dintre punctele vechi (D), dată, suprafața elipsei va fi minimă cînd raportul $1/V$ este minim și respectiv V este maxim.

Prin logaritmare rezultă :

$$\ln V = \ln \sin\gamma + 2\ln \sin\frac{\gamma}{2}.$$

Maximul funcției v se va obține pentru :

$$\frac{d \ln V}{d\gamma} = \frac{\cos\gamma}{\sin\gamma} + \frac{\cos(\gamma/2)}{\sin(\gamma/2)} = 3 \operatorname{ctg}\frac{\gamma}{2} - \operatorname{tg}\frac{\gamma}{2} = 0.$$

Această ecuație admite soluția :

$$\operatorname{ctg}\frac{\gamma}{2} = \frac{1}{\sqrt{3}} \quad \text{și deci} \quad \gamma = 133^g 34^c.$$

Înlocuind în $d^2 \ln V/d\gamma^2$ această valoare a lui γ se obține :

$$\frac{d^2 \ln V}{d\gamma^2} = -6 \operatorname{ctg}\frac{\gamma}{2} \cdot \frac{1}{\sin^2 \frac{\gamma}{2}} < 0.$$

Deci valoarea cea mai mică a suprafeței elipsei erorilor se obține pentru $\gamma = 133^g34^c$.

Pentru valori ale unghiului γ din 10^g în 10^g, $m_\alpha = 5^{cc}$ și $D = 1\,000$ m, s-au calculat valorile absolute ale următoarelor elemente: eroarea medie pătratică (m), semiaxele elipsei erorile (A, B), ponderea elipsei erorilor (P) și suprafața elipsei erorilor (S_e), constituindu-se tabelul 1.

Tabelul 1

γ	m mm	A mm	B mm	$\frac{m}{m_c}$	$\frac{P}{P_c}$	$\frac{S_e}{S_c}$
10	450,4	447,4	35,2	56,25	0	499,38
20	114,5	112,9	17,9	14,37	0	131,41
30	52,2	50,6	12,2	6,25	0,01	60,16
40	30,5	28,9	9,4	3,75	0,02	34,91
50	20,4	18,8	7,8	2,56	0,15	4,81
60	15,1	13,3	6,8	1,87	0,27	3,00
70	11,9	10,1	6,2	1,50	0,43	2,05
80	9,8	8,0	5,8	1,25	0,62	1,51
90	8,6	6,5	5,6	1,06	0,82	1,19
100	7,8	5,5	5,5	1.00	1,00	1,00
110	7,3	5,6	4,8	0,94	1,13	0,88
122	7,1	5,9	4,1	0,88	1,18	0,79
133	7,4	6,3	3,7	0,94	1,11	0,77
140	7,7	6,8	3,5	0,94	1,04	0,79
150	8,5	7,8	3,2	1,06	0,85	0,82
160	9,9	9,4	3,0	1,25	0,63	0,94
170	12,5	12,1	2,9	1,56	0,39	1,16
180	18,1	17,9	2,8	2,50	0,19	1,66
190	35,5	35,3	2,8	4,37	0,05	3,22

În fig. 6 se reprezintă graficul valorilor absolute ale semiaxelor elipsei erorilor, iar în fig. 7 graficul erorilor medii pătratice, al ponderilor și al suprafețelor elipsei erorilor. Deoarece valorile ponderilor și suprafeței elipsei

erorilor nu prezintă un interes deosebit, n-au mai fost trecute în tabelul 1. În schimb — fapt extrem de important — în tabel s-au înscris valorile rapoartelor dintre mărimile obținute pentru m, P, S_e și mărimile corespunzătoare pentru cazul cînd $\gamma = 100^g$ (cînd elipsa degenerează în cerc).

8. Ținîndu-se seama de considerațiile teoretice expuse mai sus, studiindu-se alura curbelor din fig. 6 și 7 și analizîndu-se rezultatele numerice din tabelul 1, se desprind următoarele concluzii:

1. Eroarea medie pătratică în poziția punctului determinat, pentru $100^g < \gamma < 140^g$, nu depășește eroarea corespunzătoare pentru cazul cînd $\gamma = 100^g$, valoarea cea mai mică obținîndu-se cînd $\gamma = 121^g64$ ($m/m_e = 0{,}88$). Foarte important este faptul că în intervalul $100^g...140^g$ mărimile erorilor medii pătratice sînt sensibil egale.

2. Ponderea elipsei erorilor pentru valori ale unghiului $100^g < \gamma < 140^g$ depășește ponderea elipsei erorilor pentru cazul cînd $\gamma = 100^g$, cea mai mare valoare obținîndu-se cînd $\gamma = 121^g64$ ($P/P_c = 1{,}18$). În intervalele $0^g...100^g$ și $140^g...200^g$ raportul este subunitar.

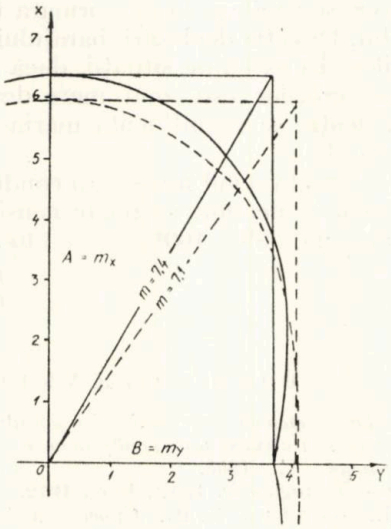


Fig. 8

3. Suprafața elipsei erorilor pentru valori ale unghiului γ cuprinse în intervalul $100^g < \gamma < 160^g$ nu depășește suprafața elipsei pentru cazul cînd $\gamma = 100^g$ (de fapt suprafața cercului), valoarea cea mai mică obținîndu-se pentru unghiul $\gamma = 133^g34$ ($S_e/S_c = 0{,}77$). Deosebit de important este faptul că la această valoare a unghiului γ semiaxa mică a elipsei este de 1,5 ori mai mică decît raza cercului pentru $\gamma = 100^g$ (5,5/3,7 = 1,5), iar direcția ei este perpendiculară pe dreapta determinată de punctele vechi.

4. Determinarea optimă a punctului se va considera pentru cazul cînd triunghiul este isoscel iar unghiul $\gamma = 133^g34$. În teoria probabilității s-a stabilit că probabilitatea ca punctul determinat să se găsească în inte-

riorul elipsei erorilor este de 0,39, deci această situație va avea loc în 39 cazuri din 100. De aceea este normal să se considere că precizia este maximă cînd suprafața elipsei are valoarea cea mai mică. În sprijinul acestei afirmații stă și constatarea că dacă se calculează suprafețele dreptunghiurilor avînd laturile egale cu $2m_X$ și $2m_Y$, respectiv diagonalele egale cu $2m$ (fig. 8), cea mai mică suprafață se obține tot pentru cazul cînd $\gamma = 133^g34$, cu toate că diagonala este mai mare decît în cazul $\gamma = 121^g64$. Această observație vine să întărească considerațiile făcute în prima parte, referitoare la faptul că eroarea medie, m, nu poate servi la aprecierea justă a preciziei în poziția punctului. Se insistă asupra acestui aspect, deoarece în lucrările de specialitate din țara noastră se consideră că valoarea lui m constituie criteriul de bază în aprecierea preciziei în poziția punctului, ceea ce corespunde doar parțial adevărului.

5. Cînd interesează eroarea în poziția punctului determinat pe o anumită direcție se va alege o poziție corespunzătoare a bazei de determinare. De exemplu, la măsurarea deplasărilor orizontale ale unui baraj, este important a se pune în evidență deplasarea produsă de presiunea apei. Pentru o justă măsurare a acesteia se va alege baza, formată de punctele cunoscute, paralelă cu axul barajului. Direcția deplasării barajului va coincide cu direcția axei mici a elipsei erorilor. În astfel de situații, dacă prin calcul se constată că valoarea axei elipsei erorilor este mai mare decît mărimea deplasării ce ar trebui pusă în evidență, se va influența mărimea unghiului γ, pentru a ajunge la cazul favorabil.

6. Pentru practica curentă, cînd nu se pun condiții speciale în privința preciziei de determinare a punctelor, se poate considera că precizia e asigurată pentru valori ale unghiului $100^g < \gamma < 140^g$.

Primită la 15 martie 1974

Institutul politehnic, Iași,
Laboratorul de topografie

BIBLIOGRAFIE

1. Botez M., *Teoria erorilor și metoda celor mai mici pătrate.* EDP, Buc., 1961.
2. Чеботарев А. С., *Способ наименьших квадратов с основами теории вероятностей.* Геодезиздат. М., 1958.
3. Ghițău D., *Geodezie — Triangulație.* EDP, Buc., 1972.
4. Мазмишвили А. И., Беляев Б. И., *Способ наименьших квадратов.* Геодезиздат, М., 1959.
5. Oprescu N. și colab., *Manualul inginerului geodez.* Vol. I, Ed. Tehn., Buc., 1973.
6. Plăcinteanu I. I., *Teoria erorilor de măsurare și metoda celor mai mici pătrate.* Ed. Tehn., Buc., 1957.
7. Романов В. А., *Теория ошыбок и способ наименьших квадратов.* Углетехиздат, Москва—Харков, 1952.

ОПТИМИЗАЦИЯ ПРЯМОЙ ЗАСЕЧКОЙ

(Резюме)

В работе анализируется оптимальные условия определения точек с помощью прямой засечки.

Изучается минимум для средней квадратической ошибки в положение точки, для веса и площадь эллипсы ошибок.

Дается выводы оптимального случая.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 3–4, 1974
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C.D. 625.8; 691.1

CONTRIBUTIONS À LA RÉALISATION DES MIXTURES BITUMINEUSES EN COULEURS POUR LES ROUTES

PAR

GH. GUGIUMAN

1. Introduction

L'introduction dans la technique routière des liants dénommés „liants noires" — c'est-à-dire le bitume, le goudron et leurs dérivés — a conduit à l'obscurcissement puissant de la couleur des revêtements des routes, ce qui a attiré la réduction importante de la visibilité [1].

L'emploi des revêtements routiers en couleur apporte, en plus que les avantages de la croissance de la visibilité, une amélioration évidente de la signalisation des directions de marcher, des zones interdites pour la circulation, etc., étant donné que c'est le revêtement de la route qui constitue le fond visible sur le quel se déroule la circulation [1], [2].

Même si les premières études qui se réfèrent à la coloration des mixtures bitumineuses ont été élaborées en Angleterre déja en 1918 [3], [4], l'execution, sur une grande échelle, des revêtements asphaltiques en couleurs se généralise seulement après la deuxième guerre mondiale, en Grande-Bretagne, France, R. F. Allemagne, Italie, U.R.S.S., Japon, États Unis, etc. Ces revêtements sont employés tant sur la partie carrossable des routes que sur les pistes pour les cyclistes et les trottoires [5]...[10].

2. Les moyens de préparation

Les méthodes employées pour la préparation des mixtures bitumineuses colorées sont ceux utilisées couramment pour la préparation des mixtures bitumineuses ordinaires, à savoir : la méthode à chaud et la méthode à froid [8].

Les matériaux employés pour la préparation des mixtures colorées sont : les agrégats mineraux colorés (naturels ou synthétiques), les fillers, les pigments et les liants.

2.1. Les agrégats minéraux

On recommande l'emploi des agrégats (naturels ou synthétiques) qui sont doués d'une couleur autant que possible plus approchée de celle désirée pour la mixture ou de la couleur blanche, pour l'overture de la couleur du liant [3], [5], [6], [8], [11].

Les conditions de qualité sont ceux imposés d'habitude pour les agrégats minéraux de la couche de roulement des routes. La seule condition qui diffère se refère à la grandeur des granules qui est limitée à 8 mm pour qu'il n'en résulte pas une hauteur trop grande de la couche ce qui augmenterait le prix de revient du revêtement [4], [8], [9].

2.2. Les fillers

Le filler employé est un filler ordinaire de calcaire ou de chaux. La principale condition imposée est celle qu'il doit présenter un grade de blanc (le quotient de réflexion d'un matériel par rapport à celui du sulfate de barium, qui est considéré de 100%), plus élevé.

2.3. Les pigments

Les pigments récommandés, tant pour la préparation des mixtures asphaltiques colorées par la méthode à chaud que par la méthode à froid, sont ceux inorganiques et particulièrement les oxydes métalliques, qui présentent une stabilité élevée à l'action de la lumière des facteurs atmosphériques et de la chaleur supportée pendant la préparation de la mixture.

Compte tenu de la couleur foncée du bitume on peut obtenir seulement une gamme limitée de couleurs des mixtures asphaltiques : rouge, rouge-foncé ou bordeaux, marron et vert.

De bons résultats ont été obtenus avec les oxydes rouges de fer (naturels et synthétiques), les oxydes jaunes et verts de chrome [8].

Pour l'overture de la couleur de ces pigments on les mélange en diverses proportions avec le bioxyde de titan qui a une couleur blanche [8].

Lorsqu'on travaille à des températures inférieures à + 130°C (pour que la chaleur ne modifie pas la couleur du pigment) on recommande l'utilisation des substances qui ont la capacité d'améliorer la dispersion du pigment dans la masse de la mixture, en même temps que la réalisation d'une bonne adhésivité du liant bitumineux aux agrégats, qui, compte tenu de la température réduite, n'ont pas été parfaitement sèches [1].

Le dosage des pigments varie en général entre 3% et 8%, en fonction du type de bitume employé, de la couleur d'agrégat minéral et de la méthode de préparation [1], [4], [8], [9].

2.4. Les liants

Les liants employés par la méthode à chaud sont : a) des résines synthétiques, b) des bitumes à couleur claire, c) des mélanges de bitume avec des résines synthétiques ou naturelles, d) des bitumes ordinaires [3], [4], [7], [9], [11], [12].

Par conséquent les recherches effectuées ont révelé que l'emploi des bitumes ordinairs présente des avantages techniques et économiques importantes par rapport aux autres liants.

Les liants employés par la méthode à froid sont : a) des mélanges des bitumes avec des solvents organiques (des bitumes coupés) en proportion de 80% et 20%, b) des émulsions stables de bitume avec un contenu jusqu'à 55% en bitume mou (circa 200 degrés de pénétration). Ces émulsions présentent l'avantage qu'ils ne se coupent pas en contact avec le pigment, qui est un matériel avec un contenu élevé de particules fines, inférieures à 0,06 mm.

Quoiqu'on obtient des couleurs „vives", les mixtures repectives attestent une résistance réduite à l'action des facteurs climatiques et aux solicitations du trafic, à cause des trous qui restent dans la mixture par l'évaporation du solvent ou de l'eau [8].

3. Essais effectués dans le laboratoire

On est parti de l'idée de la réalisation des mixtures asphaltiques en couleurs en utilisant comme des liants les bitumes couramment employés en Roumanie à la préparation des mixtures asphaltiques: un certain bitume naturel de Derna Tătăruș — DT-C (STAS 2 904-68) et un bitume résiduel D 80/120 (STAS 754-72), qui ont les principaux caractéristiques présentées dans le tableau 1.

La couleur de ces bitumes a été établie à l'aide de la méthode de Broome [3], [4], qui se base sur la détermination de la transmissibilité d'une solution de bitume en benzène. Les valeurs de la transmissibilité des solutions de bitume en benzène sont données dans le tableau 2.

Tableau 1

Les principaux caractéristiques des bitumes employés dans le laboratoire à la préparation des mixtures asphaltiques en couleurs

Les caractéristiques	Le type de bitume :	
	DT – C	D 80/120
La pénétration à 25°C, 0,1 mm	54	107
Le point de ramollissement (B. A.), [°C]	54,4	46
L'indice de pénétration, [I. P.]	+ 0,032	– 0,260

Tableau 2

La transmissibilité des bitumes routières en solution (2,5 g de bitume à 1 l de benzène)

La couleur	La longueur d'onde, nm	Le type de bitume :	
		DT – C	D 80/120
Violet	450	–	–
Bleu	465	–	–
Bleu-vert	490	–	–
Vert	520	–	–
Jaune-vert	555	–	–
Jaune	580	–	–
Orange	610	–	–
Rouge	675	2	4
Infra-rouge	750	9	16

Les agrégats minérals employés sont d'origine naturelle à savoir : a) la pierre de mosaïque, sort 3/8 mm, de couleur rouge, provenue d'un marbre de Geoagiu Băi, avec $R_{cs} = 767$ daN/cm² et durité Mohs = 3, b) la pierre de mosaïque, sort 0/3 mm, de couleur blanche, provenue d'un marbre de Sîndominic – Harghita, avec $R_{cs} = 1\,476$ daN/cm², durité Mohs = 4, grade de blanc = 68, c) le sable blanc, sort 0/1 mm, de Buda-Dolhasca, grade de blanc = 29, d) le filler de calcaire de Murfatlar, avec le coefficient de hydrophilie = 1,0 et le grade de blanc = 74.

Les courbes granulométriques des materiaux sont présentés dans le tableau 3.

Comme pigment on a employé un oxyde rouge de fer synthétique, dont les propriétés sont présentés dans le tableau 4.

Comme fuseau granulométrique recommandé pour le mélange des agrégats on a considéré le fuseau granulométrique d'un béton asphaltique fin, riche en criblure (grenu), STAS 174-73. Dans la fig. 1, on a représenté les courbes granulométriques des mixtures étudiés (tableau 5).

Tableau 3

Les courbes granulométriques des agrégats minéraux employés à la préparation des mixtures asphaltiques rouges

L'agrégat	Passé par un tamis de :						
	8 mm	3 mm	1 mm	0,45 mm	0,25 mm	0,10 mm	0,075 mm
Le mosaïque de marbre rouge 3/8 mm (*a*)	100	21,53	2,13	1,53	1,20	0,94	0,73
Le mosaïque de marbre rouge 3/8 mm (*b*)	100	23,87	2,32	1,95	1,78	1,66	1,60
Le mosaïque de marbre blanche 0/3 mm	—	100	78,25	58,45	42,13	21,38	20,36
Le sable blanc, 0/1 mm	—	—	100	96,00	74,00	26,00	4,00
Le filler de calcaire	—	—	100	97,23	95,09	93,06	91,93

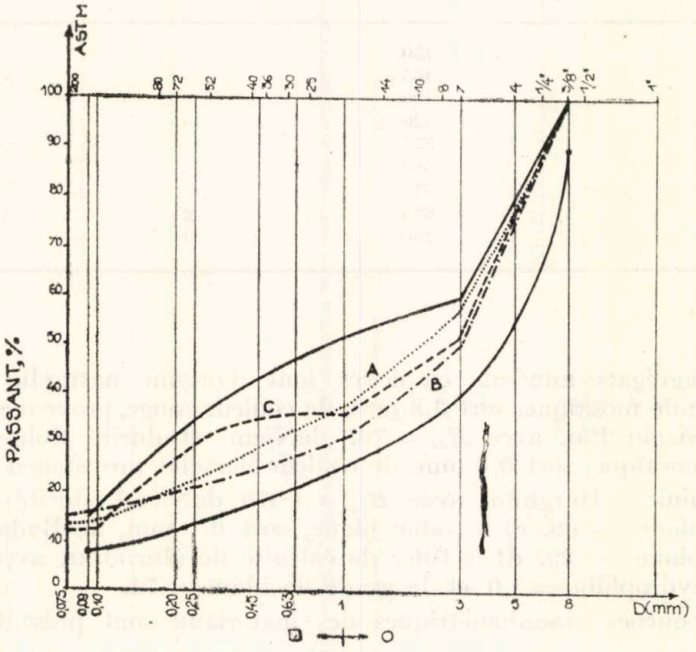


Fig. 1. — Le fuseau granulométrique employé pour le mélange des agrégats mineraux des mixtures asphaltiques rouges (*A*, *B*, *C* — les courbes granulométriques des mixtures étudiés).

Tableau 4

Les propriétés physiques et chimiques de l'oxyde rouge de fer

Les caractéristiques	
Contenu en Fe_2O_3	96%
Contenu en substances solubles dans l'eau	0,4%
La densité	4,69 g/cm^3
Le résidu sur le tamis à 10 000 yeux/cm^2	1,3%
pH de la suspension de l'eau	6,5

Tableau 5

La composition des mélanges des agrégats employés à la préparation des mixtures asphaltiques rouges

Les matériaux	La recette :		
	A	*B*	*C*
Le mosaïque rouge, 3/8 mm (*a*)	55%	65%	—
Le mosaïque rouge, 3/8 mm (*b*)	—	—	65%
Le mosaïque blanc, 0/1 mm	40%	25%	—
Le sable blanc, 0/1 mm	—	—	25%
Le filler de calcaire	—	5%	5%
L'oxyde rouge de fer	5%	5%	5%
	100%	100%	100%

4. Préparation des mixtures

Dans le mélange des agrégats mineraux chauffés à une temperature de 140°...150°C on a introduit le pigment (chauffé en préalable à 120°C et passé par le tamis de 0,5 mm). Ensuite on a procédé à l'homogénisation du mélange et l'introduction du bitume chauffé à une température de 140°... ...150°C.

Le malaxage correspondant de la mixture a été effectué avant que la température dépasse 150°C. L'utilisation de ce régime de température est possible comple tenu de la résistance élevée à la température de l'oxyde rouge de fer.

Avec ces mixtures ont été confectionnées des éprouvettes cubiques avec le coté de 70,7 mm et cylindriques avec $\varnothing = 101{,}6$ mm et $h = 63{,}5$ mm pour lesquelles ont été détérminées les caractéristiques physiques et mécaniques. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 6.

À la suite de l'analyse des résultats obtenus on peut faire les remarques ci-dessous :

a) Quoique les bitumes employés à la préparation des mixtures en couleurs présentent des valeurs réduites de transmission de la lumière, on peut obtenir pourtant une couleur distincte de rouge - bordeaux des mix-

Tableau 6

Les caractéristiques physiques et mécaniques des mixtures étudiées

Nr. crt.	Les caractéristiques	La mixture :			
		A	*B*	*C*	Le béton asphaltique type grenu
1	Le taux de bitume, [%]	6,5	6,5	6,5	6,5...7,5
2	La densité apparente, [g/cm^3]	2,384	2,409	2,373	2,350
3	L'absorbtion de l'eau, [% vol.]	2,760	1,355	2,320	1...5
4	Le gonflage après 28 jours d'immersion dans l'eau, [% vol.]	0,2	—	1,272	max. 1
5	La résistance à la compression à 22°C, [daN/cm^2]	39,30	37,60	26,20	min. 30
6	La résistance à la compression à 50°C, [daN/cm]	10,90	11,50	8,50	min. 7
7	Le coefficient de stabilité thermique $K_t = R_{c_{22}}/R_{c_{50}}$	3,60	3,27	3,09	—
8	La résistance à la compression à 22°C après 28 jours d'immersion dans l'eau, [daN/cm^2]	33,70	34,50	22,60	—
	[%]	90,84	91,75	86,30	min. 80
9	La stabilité Marshall (*S*), [daN]	900	980	1 000	750
10	L'indice de fluage (*I*), [mm]	6,02	5,04	4,42	1,5...4,5
11	Le rapport *S*/*I*, [daN/mm]	149	195	230	min. 200

tures avec un taux de seulement de 5% pigment à cause de la force de coloration élevée de ce pigment.

b) Les valeurs de la stabilité Marshall dépassent la valeur minimum imposé par les normes, mais les valeurs du fluage varient de 6,02 mm pour la mixture *A* à 4,42 mm pour la mixture *C*. Cette observation s'explique par l'impossibilité de l'oxyde de fer de substituer le filler dans la mixture ; l'absence de celui-ci contribue à l'augmentation de la susceptibilité thermique de la mixture et à l'abaissement de l'adhésivité du liant aux agrégats. Par exemple l'absorbtion de l'eau par la mixture *A* est double par rapport à celle de la mixture *B* confectionnée avec 5% filler de calcaire et 5% pigment.

c) La valeur élevée du gonflage spécifique pour la mixture *C* s'explique par l'emploi d'un sable naturel de carrière très acide (SiO_2 = 92,72%), qui présente une faible adhérence au liant bitumineux.

5. Conclusions

Les études effectuées ont montré qu'on peut obtenir des mixtures asphaltiques en couleurs avec des bitumes couramment employés en Roumanie, qui correspondent aux conditions imposées par les normatives techniques pour les couches d'usure des mixtures asphaltiques ordinaires.

On peut considérer comme un premier domaine d'emploi les bandes d'accélération, de décélération, les bandes collectrices — distributrices qui sont nécessaires aux aménagements des échangeurs routièrs, dont un grand nombre sont en présent en cours de réalisation.

Compte tenu de la tendence de passer vers la réalisation du réseau des autoroutes, les mixtures en couleurs trouveront l'utilisation, en même temps, pour les bandes de stationnement.

Recue le 3 décembre 1974

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Fondations, Géotechnique
et Voies de communication

BIBLIOGRAPHIE

1. Fanfani G., *Conglomerati bituminosi rossi. Studi ed esperienze di laboratorio.* Le Strade *6* (1968).
2. Jappelli D., *Strato di superficie di tonalitá chiaro. Pavimentazioni chiare.* Le Strade, *12* (1966).
3. Broome D. C., *Coloured Road Surfacings.* The Quen's Highway, *2* (1957).
4. Broome D. C., Hope V. L., *L'uso efficace della colorazione nelle pavimentazioni stradali flessibili.* Le Strade, *12* (1963).
5. Szadkowski G. D., *Guidage du trafic par marquage en couleurs.* Rev. gén. des routes et des aérodromes, *411* (1966).
6. Szadkowski G. D., *Una strada sperimentale a colori.* La Rivista della strada, *287* (1965).
7. Pellizzi P., *Le pavimentazioni colorate.* Le Strade, *7—8* (1958).
8. Kresse P., *L'emploi de pigments minéraux de couleur en construction routière.* Rev. gén., des routes et des aérodromes, *383* (1963).
9. Сюный Т. К., *Цветной асфальтобетон.* Изд. Транспорт, М., 1964.
10. * * * *XIV Congrès Mondial.* Prague, 1971 : Question II — Rapport du Japon, Rapport de l'U.R.S.S. ; Question IV — Rapport de l'U.R.S.S.
11. Spielman P. E., Hughes A. C., *Asphalt Roads.* Vol. 5, The Roadmakers'Library, London, 1936.
12. Simon M., *A szines — aszfalt utburkolati jelzesek.* Méliépités — tudomanyi szemle, XIV, *1* (1964).

CONTRIBUȚII LA REALIZAREA DE MIXTURI ASFALTICE COLORATE PENTRU DRUMURI

(Rezumat)

Introducerea utilizării în tehnica rutieră a lianților bituminoși a dus la micșorarea vizibilității. Pentru a se îmbunătăți vizibilitatea și pentru mărirea eficienței semnalizării rutiere s-a început executarea îmbrăcăminților asfaltice colorate.

Se prezintă rezultatele obținute în urma studiilor de laborator a trei rețete de mixturi asfaltice de culoare roșie, executate prin metoda la cald, folosind agregate minerale și bitumuri curent utilizate în R. S. România.

Reiese că se pot obține mixturi asfaltice colorate care să se încadreze în limitele normativelor tehnice folosite la mixturile asfaltice obișnuite și care se pot folosi pentru benzi de accelerație, de decelerație, pentru benzile colectoare — distribuitoare din cadrul intersecțiilor de drumuri etc.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 3–4, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

IVIRILE DE CAOLIN DE LA MĂCIN – DOBROGEA DE NORD
POSIBILITĂȚI DE VALORIFICARE ȘI APRECIERI ASUPRA REZERVELOR *)

DE

V. BACALU

1. Introducere

În anii regimului democrat industria minieră din Dobrogea a luat o dezvoltare importantă prin intrarea în exploatare a noilor zăcăminte de minerale utile descoperite în ultimii 20 ani. În aceeași perioadă, lucrările de explorare, inițiate de autor, au conturat noi rezerve de minereuri și roci utile care au mărit perspectiva dezvoltării industriei extractive.

Printre realizările miniere din regiunea Dobrogea semnalăm exploatarea zăcămintelor de baritină și sulfuri complexe de la Somova, intensificarea exploatării de pirită cupriferă de la Altîntepe și exploatarea marilor rezerve de calcar siderurgic de la Mahmudia. Conturarea și pregătirea exploatării zăcămintelor de dolomite de la dealul Imalac–Tulcea, Mahmudia, a cuarțitelor de la Cerna – Priopcea, a zăcămîntului de carbonați de Pb–Zn–Cu de la Cîșlași, a minereului de fier de la Iulia întregesc seria acestor importante realizări.

În regiunea Dobrogea există și alte rezerve naturale importante pentru economia națională, care trebuie cercetate și puse în valoare. Între acestea, filoanele caolinizate din perimetrul localității Măcin (Cheia, Vițelaru, Epaminonda) merită atenție deosebită, ținînd seama de faptul că această materie primă este necesară fabricilor pentru faianță, materiale izolatoare electrice, hîrtie etc.

2. Scurtă prezentare geologică a regiunii Măcin–Cheia

Ivirile de caolin din carierele Vițelaru—Cheia și Epaminonda sînt situate la circa 2 km N și NE de orașul Măcin.

Privită morfologic, zona nordică a Măcinului constituie un platou care prezintă două terminații: Bugeacul spre nord și Orliga spre vest.

Această regiune (fig. 1) se caracterizează prin prezența șisturilor cristaline reprezentate prin micașisturi, cuarțite, amfibolite, care au un facies mezozonal, fiind formate înainte de punerea în loc a granitelor de Pricopan.

Cercetătorii mai vechi au distins în zona NV-estică a Dobrogei două formațiuni paleozoice: seria devoniană și formațiunea de carapelit. Prin cercetările mai noi, Orest și El. Mirăuță [3] au arătat că formațiunile nefosilifere, atribuite înainte devonianului, aparțin paleozoicului inferior.

O primă separare a șisturilor cristaline de depozitele devoniene din zona Măcinului a făcut-o profesorul Dan Giușcă în 1934 [2]. Atît domnia sa cît și O. și E. Mirăuță au subliniat asemănarea șisturilor cristaline din zona Măcin cu cele din zona Geamurlia de Sus–Gașpunar, așa cum mai înainte același lucru îl remarcase G. M. Murgoci [4].

În șisturile cristaline dezvoltarea cea mai mare o au micașisturile, în general alterate, de culoare cenușie-verzuie închisă, în constituția cărora intră cuarțul, feldspatul, biotitul și

*) Prezentată la sesiunea științifică a Institutului politehnic din Iași, din 28–30 septembrie 1967.

muscovitul. Roca prezintă părți cu mici încrețituri și cu fețe de alunecare formate sub influența dislocărilor. Între micașisturi se întîlnesc adesea bancuri de cuarțite albicioase, roșcate, feruginoase, foarte dure, șistoase, în care cuarțul există în proporție de peste 90%. Între cuarțite și micașisturi se află lentile de pegmatit, în parte caolinizate, în care se văd fluturași de muscovit dispuși pe linii paralele și unele impurități feruginoase. Șisturile cristaline din zona Orliga—Sărăria scot în evidență prezența unui anticlinal orientat aproximativ E—V și în care stratele sînt aproape în picioare. Anticlinalul se afundă spre dealul Vițelaru. În zona dintre Orliga și dealul Cheia stratele prezintă ondulațiuni iar direcția lor variază de la un deal la altul.

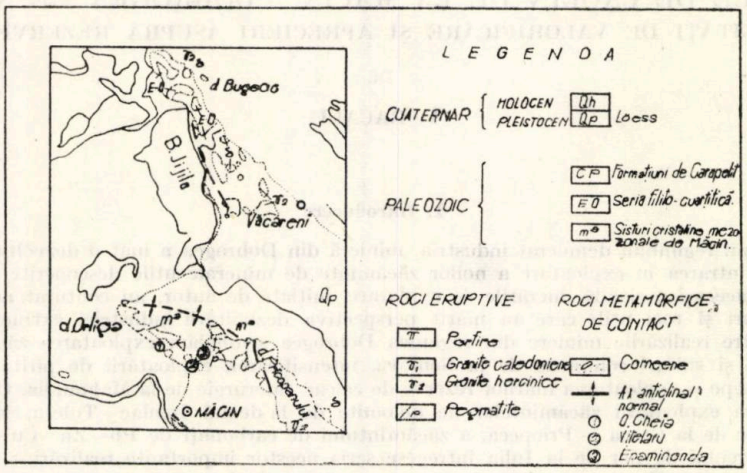


Fig. 1. — Schița geologică a regiunii Măcin – Cheia, în care sînt localizate ivirile de caolin (după ghidul excursiei asociației carpato-balcanice, 1961).

La circa 1 km de dealul Cheia ies în evidență granitele de Pricopan, care imprimă reliefului un aspect caracteristic. Pricopanul este alcătuit din granite gnaisice cu microclin și biotit. Punerea în evidență a granitelor a dus la deranjamente și falii, dintre care unele apar evident.

3. Ivirile de caolin

a) *Cariera Cheia.* În creasta dealului cu același nume (fig. 2), între cuarțite, aflorează un filon de porfir cuarțifer caolinizat, avînd direcția N 22° V și înclinarea 75° NE. Filonul este deschis și vizibil pe o lungime de 160 m. El este parțial exploatat, începînd din capătul de SE, pe o lungime de circa 100 m. Privit în general, filonul este puțin curbat în sensul că jumătatea de SE are direcția N 28° V iar jumătatea de NV are direcția N 20° V. Grosimea filonului în zona exploatată este de 9 m. Grosimea maximă în frontul carierei este de 11 m. Spre capătul de NV filonul se subțiază atingînd 3,5 m grosime și este acoperit de cuarțite. Este posibil ca el să fie întrerupt de o falie. În vîrful dealului filonul caolinizat (care la origine este un porfir cuarțifer) nu este complet descompus, observîndu-se astfel roca dură, de culoare albicioasă, în care cristalele de cuarț sînt vizibile. Roca mumă a caolinului din dealul Cheia este descrisă astfel de către St. Cantuniari [1]: „Într-o pastă cu structură în general granorifică, în care se află și cristale de cuarț, microclin, albit, puțin epidot și biotit decolorat, apar fenocristale tulburi de microclin ce sînt foarte puțin atacate, precum și plagiolazi acizi, adesea maclați polisintetic, prezentînd unii indivizi ondulați ce arată influența presiunii. Plagioclazul este un oligoclaz-albit. Cristalele de cuarț sînt zdrobite și prezintă extincții ondulatorii. În general roca prezintă o structură orientată, pe alocuri este chiar șistoasă și uneori o pătrund filonașe de cuarț. După compoziția mineralogică și structură, roca

apare aici ca un cuarț-porfir granofiric". În ceea ce privește modul de caolinizare al filonului de porfir cuarțifer, St. Cantuniari [1] este de părere că la suprafață filonul a suferit o dezagregare puțin intensivă, pusă pe socoteala apelor meteorice încărcate cu CO_2. Această părere și-o întemeiază pe lipsa unor minerale noi formate, pe faptul că feldspații potasici și sodici sînt nedescompuși, pe prezența unei cantități mai mari de carbonați pînă la adîncimea de 10...12 m ; totuși, pentru faptul că filonul de porfir cuarțifer este puternic caolinizat cu cît merge în adîncime, acest aspect îl atribuie metamorfismului hidrochimic din regiune, care a dat naștere unei caolinizări propriu-zise, situație mult apropiată de realitate.

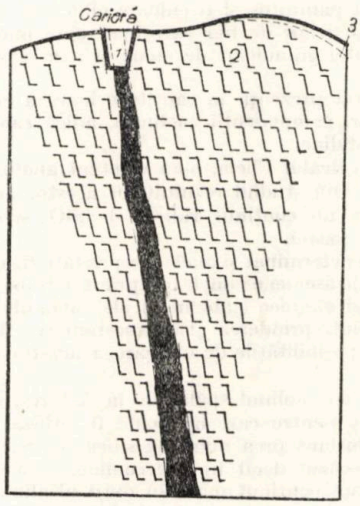


Fig. 2. — Secțiune prin filonul caolinizat din dealul Cheia : *1* — caolin, *2* — cuarțite, *3* — loess.

b) *Cariera Vițelaru.* În Movila Vițelaru, situată la circa 700 m vest de Cheia, de la distanță să văd excavațiile, făcute în decursul vremii, pe clina de SV a dealului, din care s-au extras importante cantități de caolin. Aici sînt prezente mai multe filoane caolinizate în care roca caolinoasă are nuanțe de la culoarea alb curat pînă la alb-cenușiu sau galben-roșcat, în funcție de culoarea incluziunilor din rocă.

În versantul de sud și NE al dealului Vițelaru se mai observă și alte două excavații de proporții mai mici, care au urmărit dezvelirea și chiar exploatarea în parte a unei roci caolinoase, provenită probabil tot dintr-o rocă porfirică, caolinizată pe o grosime mai mare de 7...8 m. Culoarea rocii caolinice este de un alb mai închis (cenușiu). Zona caolinizată este cuprinsă tot între cuarțite cu direcția generală N 20° V și înclinarea de 65°...70° spre NE. Deși nu este dezvelită la suprafață pe toată lungimea ei, această zonă este parțial exploatată în extremitatea ei de NE, unde în excavații cu diametrul de 25...30 m se întîlnește aceeași rocă caolinoasă cu nuanță cenușie. Lungimea zonei cuprinsă între cele două excavații dinspre SE și NV a dealului este de circa 200 m, fiind în mare parte acoperită de loess. În cadrul rocii caolinoase se observă intercalații de șisturi sericitoase, parțial alterate, acoperite de o peliculă gălbuie.

Mergînd pe ideia că în adîncime procesul de caolinizare este mai intens și că în ceea ce privește culoarea și calitatea caolinului acestea se îmbunătățesc, dealul Vițelaru oferă o perspectivă importantă de mărime a rezervelor. Atît filoanele din vechea carieră Vițelaru, cît și cele din imediata lor apropiere, de pe versantul de NE al dealului, ar putea să constituie apofize ale unui corp mai mare, supus probabil unui proces de caolinizare mai intensă în adîncime. S-ar putea ca la origine, atît filonul caolinizat din dealul Cheia cît și cel din dealul Vițelaru, să fi făcut parte dintr-un singur filon unitar, care a fost faliat cu ocazia mișcărilor petrecute în această regiune, posibilitate întrevăzută și de St. Cantuniari [1].

c) *Cariera Epaminonda.* La circa 2 km N—NV de Măcin, într-o carieră din care se exploatează micașisturi, după lucrările de dezvelire la suprafață a apărut o rocă caolinizată de culoare alb-gălbuie, cu incluziuni dese de micașisturi, avînd dimensiuni cuprinse între 1...

...2 cm. Ivirea de caolin are o grosime de circa 3 m și o lungime în afloriment de circa 8 m. Roca caolinizată este cuprinsă între micașisturi alterate, verzui, fisurate, cu multe pete de oxizi de fier. Roca caolinizată pare a avea o extindere atît spre NV cît și în adîncime. Spre NV dealul este acoperit de loess și sol vegetal, ceea ce ar necesita executarea unor lucrări de descopertă pentru verificarea extinderii rocii caolinizate. Față de înfățișarea aflorimentului de caolin, este posibil ca în adîncime grosimea rocii utile să se mărească.

4. Caracteristici calitative

Roca caolinoasă din dealul Cheia are un aspect pămîntos și o culoare albă curată. Rareori se observă vinișoare mai închise din cauza oxizilor de fier care apar spre marginile filonului. Este puțin aspră la pipăit din cauza prezenței granulelor de cuarț și a micilor concrețiuni din masa rocii.

Atît macroscopic cît și microscopic s-a constatat prezența în cantitate mare a cuarțului liber, fin granular, pe care sînt dispuși, pelicular, componenții caolinoși, adică caolinitul precum și sericitul, care apar ca agregate criptocristaline.

În decursul timpului, din filonul caolinizat din dealul Cheia, s-au efectuat analize chimice și raționale în diferite laboratoare din țară. Din studiul rezultatelor acestor analize, centralizate în tabelul 1, rezultă că acest caolin are un conținut ridicat de SiO_2 și scăzut de Al_2O_3, reflectîndu-se negativ asupra plasticității pastei.

La întreprinderea „Electrotehnica", Turda s-au determinat și unele proprietăți fizice (tabelul 2) iar la stația-pilot Cluj-Napoca s-au determinat de asemenea unele proprietăți (tabelul 3).

Din analiza caracteristicilor fizice (tabelul 2) și chimice (tabelul 1) ale caolinului spălat (proba 6) de la Măcin (dealul Cheia), obținute la întreprinderea „Electroceramica", Turda, s-a ajuns la următoarele concluzii, în ceea ce privește posibilitățile de utilizare a acestui caolin la fabricarea porțelanului electrotehnic :

Caolinul spălat de la Măcin, în comparație cu caolinul spălat de la Aghireș, se caracterizează printr-o plasticitate mai redusă, motiv pentru care nu poate fi utilizat decît în amestec cu alte caoline mai plastice. Are un conținut prea mare de silice și prea redus de alumină. Conținutul în oxizi de fier este mai scăzut decît în alte caoline, ceea ce imprimă o culoare mai albă porțelanului rezultat. Are un conținut mare în oxizi alcalini, înlocuind astfel o parte din feldspatul care se adaugă obișnuit în producție la pasta curentă. Raportul K_2O : Na_2O este mai favorabil la acest caolin, întrucît la prepararea masei de porțelan electrotehnic se adaugă feldspat potasic.

După ardere ciobul de porțelan prezintă o structură compactă, este bine vitrificat, ceea ce asigură o comportare bună izolatorilor din porțelan, atît din punct de vedere electric cît și mecanic. Rezistența la încovoiere (media a 10 probe) este de 895 daN/cm^2, iar rezistența la compresiune (media a 10 probe) este de 1 624 daN/cm^2 (v. STAS 3 471/62).

Din analiza caracteristicilor caolinului de la Măcin—dealul Cheia, stabilite la stația pilot, Cluj-Napoca, s-a constatat că după spălare acesta nu-și îmbunătățește simțitor calitățile ca materie primă pentru ceramica fină, căci la 2,34% silice eliminată prin spălare, procentajul în alumină crește numai cu 1,78%, ceea ce practic nu reprezintă nici un avantaj ; procentajul de Fe_2O_3 se menține aproape constant, pe cînd cel de K_2O (componentul foarte util) scade în proporție de 0,69%.

Caolinul brut de Măcin (Cheia) este mult diferit din punct de vedere chimic față de cel de la Parva, azi epuizat [1]).

5. Date economice

Întreprinderea locală Măcin a exploatat din 1952 și continuă să exploateze caolinul din Dealul Cheia—Vițelaru, livrînd anual cantități de ordinul a cîtorva sute de tone pentru fabrica de faianță de la Sighișoara. Exploatarea se face în carieră la zi. Deși exploatarea actuală este redusă și neorganizată, ea este totuși rentabilă, aducînd beneficii Întreprinderii de industrie locală.

---

[1]) Materialul caolinos de la Parva a fost folosit mult la fabricile pentru faianță de la Ploiești, Sighișoara, Timișoara, iar în prezent fabrica de la Sighișoara cumpără caolinul exploatat din dealul Cheia de către Întreprinderea de industrie locală Măcin.

Tabelul 1

Compoziția chimică a caolinelor de la Măcin-Cheia

Locul de colectare și autorul	Proba *1*	Proba *5*		Proba *6*	Proba *2*	Proba *3*	Proba *4*			
	Dealul Cheia carieră V. Bacalu	Dealul Cheia carieră. Colectat Sf. Pop. Dobrogea		Dealul Cheia carieră. Colectat Sf. Pop. Dobrogea	Dealul Vițelaru extremitatea SE V. Bacalu	Dealul Vițelaru extremitatea NV. V. Bacalu	Cariera Epaminonda V. Bacalu	Cariera Vițelaru St. Cantuniari	Caolin de Parva	Caolin spălat de Arghireș
Laboratorul	Comit. Geol.	Stația pilot Cluj-Napoca		„Electroceramica" Turda	Comit. Geol.	Comit. Geol.	Comit. Geol.	Chimist V. Dimitriu	St. pilot Cluj-Napoca	„Electroceramica" Turda
Felul probei	Brut	Brut	Spălat	Spălat	Brut	Brut	Brut	Brut	Brut	Spălat
SiO_2, [%]	74,30	74,45	72,09	70,16	66,10	59,70	69,90	65,77	75,28	52,55
Al_2O_3, [%]	18,13	16,90	18,68	19,50	19,64	19,50	18,70		16,37	34,33
Fe_2O_3, [%]	0,37	0,58	0,60	0,56	1,86	1,50	2,07		0,30	0,87
K_2O, [%]	3,10	1,86	1,17	2,49	3,28	4,10	0,68	1,46	2,22	
Na_2O, [%]	0,16	0,08	0,08	1,69	0,21	0,21	5,92		1,08	
CaO, [%]		0,24	0,24	0,57				1,38	0,31	0,82
MgO, [%]		0,35	0,47	0,31					0,17	0,12
H_2O la 105°C	0,35				0,40	0,20	0,50			
H_2O la 600°C	1,65				2,15	1,45	1,20			
P.C.		5,45	6,58	4,83					4,15	11,12
TiO_2		0,09	0,11							
Gr. vol., [g/cm^3]	2,01				2,01		1,99			

Tabelul 2

Proprietățile fizice ale caolinului spălat (proba 6 din tabelul 1).

Determinarea	Rezultatele
Umiditatea, [%]	17,22
Plasticitatea	slabă
Culoarea probei arse la 1 320°C	albă frumoasă
Starea ciobului ars la 1 320°C	vitrificat
Compoziția granulometrică :	
— reziduu pe sita cu 900 ochiuri/cm² [%]	0,62
— reziduu pe sita cu 4 900 ochiuri/cm² [%]	4,35
— reziduu pe sita cu 10 000 ochiuri/cm² [%]	10,25

Tabelul 3

Proprietățile fizico-mecanice ale caolinului (proba 5 din tabelul 1)

Determinarea	Proba brută	Proba spălată
Plasticitatea	neconcludentă	
Rezistența la compresiune stare uscată, [daN/cm²]	0...0,4	
Contracția la uscare, [mm %]	5	4
Contracția la ardere la 1 300°C, [mm %]	15	10
Contracția totală, [mm %]	20	14
Grad de alb la 1 300°C	74	74
Grad de alb la 1 540°C	74	74
Părți levigabile, [%]	78	78
Compoziția granulometrică a materialului levigat $\leqslant$ 0,1 mm :		
$<$ 0,002 . . . . . 11,5%		
0,002...0,02 mm 77,5%		
0,02...0,1 mm 11,0%		
$<$ 0,05 mm 27,0%		
0,005...0,05 mm 72,5%		
0,05...0,1 mm 0,5%		
Sinterizarea	începe la 1 300°	
Topirea	1 540°	1 540°

6. Concluzii

Pe baza rezultatelor obținute prin încercările de la stația pilot, Cluj-Napoca, și la întreprinderea „Electroceramica", Turda, și ținînd seama și de alte elemente studiate pe teren și la Întreprinderea de Industrie locală, Măcin, se trag următoarele concluzii :

a) Caolinul de la Măcin, în stare brută, conține foarte mult cuarț liber, ceea ce imprimă pastei o plasticitate relativ redusă.

b) Conținutul în Al_2O_3 este destul de redus față de alte caoline (ex. cel de la Aghireș, de Harghita).

c) Conținutul în oxizi de fier este, în schimb, mai scăzut la caolinul din dealul Cheia—Măcin decît la cel din alte zăcăminte din țară (această constatare nu este valabilă pentru caolinul din dealul Vițelaru și Epaminonda).

d) Raportul $K_2O : Na_2O$ este mai favorabil la caolinul din dealul Cheia—Măcin față de alte caoline din țară, ceea ce constituie un avantaj pentru utilizarea lui în ceramica fină.

e) Ceramica obținută din caolinul de Măcin (Cheia) are un grad de alb ridicat datorită conținutului scăzut în oxizi de fier.

f) Dintre cele trei iviri (zăcăminte) de caolin din perimetrul Măcin, zăcămîntul care corespunde mai mult utilizării în industria faianței și electrotehnicii este cel din dealul Cheia. Această constatare este valabilă în ceea ce privește materialul cercetat în deschiderile actuale de la suprafață.

7. Încheiere

Nevoile de materii prime pentru fabricile de faianță din țară ridică problema acută de a se descoperi noi rezerve de caolin care să satisfacă cererile interne ale industriei noastre.

În consecință ivirile de caolin de la Măcin reprezintă un obiectiv important, ținînd seama de perspectivele de dezvoltare ale acestora, mai ales în zonele unde formațiunile mai vechi sînt acoperite de loess.

Cercetările pe care le-am inițiat și executat într-o primă fază, cu cîteva foraje de mică adîncime, au și arătat că zonele de caolin din dealurile Cheia și Vițelaru se extind spre SE, sub pătura de loess.

De aceea, pentru depistarea altor zone de caolin, acoperite de formațiunile cuaternare, cercetările geologice vor trebui continuate în combinație cu metode geofizice, care vor putea da informații asupra existenței zonelor caolinizate în toată regiunea de perspectivă, cuprinsă între Dealurile Orliga, Vițelaru—Măcin și Cerna.

Mărirea potențialului de rezerve de roci caolinoase de la Măcin, la circa 2 milioane t, poate conduce la o exploatare intensivă a zăcămintelor cunoscute și eventual la construcția unei stații de spălare și înobilare a caolinului, în vederea valorificării superioare a acestei materii prime existente în Dobrogea și atît de necesară economiei naționale.

Alături de mineralizațiile de caolin, o deosebită importanță economică o au formațiunile de cuarțite, în cadrul cărora sînt localizate zonele caolinoase de la Cheia—Vițelaru. Acestea, avînd un conținut ridicat de SiO_2 (peste 98%) și existînd o mare cantitate de rezerve, vor putea fi valorificate în industria materialelor refractare și la fabricarea feroaliajelor pe bază de siliciu.

Text revizuit, primit la 28 martie 1974

Comitetul geologic,
București

BIBLIOGRAFIE

1. Cantuniari St., *Comunicare asupra filoanelor caolinizate de la Movila Măcinului.* D. d. S. Inst. Geol. Rom. (1912).
2. Giușcă D., *Considérations sur les problèmes de différenciation magmatique dans la Dobrogea du Nord.* Bul. Soc. Rom. Geol. Buc., III (1934).
3. Mirăuță O., *Paleozoicul din partea sudică a munților Măcin.* D. d. S. Com. Geol., XLVI (1959).
4. Murgoci Gh., *Cercetări geologice în Dobrogea de Nord.* An. Inst. Geol. Rom. (1912).
5. Peters E. K., *Grundlinien zur Geographie und Geologie der Dobrudscha.* Z. d. K. Akad. Wiss. (1897).
6. Savul M., *Pophyres quartzifères de la région Meidanchioli — Consul.* D. d. S. ale Inst. Geol. Rom., XX (1931—1932).
7. * * * *Referat privind natura și utilizarea caolinului de la Măcin — Regiunea Dobrogea.* Stația pilot, Cluj, 1965.
8. * * * *Referat cu privire la calitatea și comportarea caolinei spălate de Măcin la fabricarea izolatorilor de porțelan.* Într. „Electroceramica", Turda, 1965.

9. Ștefan R., *Raport geologic asupra cercetărilor geologice din partea de NV a Drobogei de Nord.* 1959.
10. Ianovici V., Giușcă D., Mirăuță O., Chiriac M., *Ghidul excursiilor Congresului al V-lea al Asoc. Geolog. Carpato-Balcanică.* 1961.

LES AFFLEUREMENTS DE KAOLIN DE MĂCIN – DOBROUDJA

(Résumé)

On présente des dates concernant le terrain ou sont localisés les filons de kaolin de Măcin—Dobroudja et les caractéristiques chimiques du kaolin de Vițelaru, Cheia, Epaminonda (Măcin) qui le recommande comme matière première pour l'industrie céramique (faïence et porcelaine).

On fait des appréciations sur les réserves et sur l'importance qu'elles présentent pour l'économie nationale.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XX (XXIV), Fasc. 3–4, 1974
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C.D. 625.8; 691.1

CONTRIBUTIONS À LA RÉALISATION DES MIXTURES BITUMINEUSES EN COULEURS POUR LES ROUTES

PAR

GH. GUGIUMAN

1. Introduction

L'introduction dans la technique routière des liants dénommés „liants noires" – c'est-à-dire le bitume, le goudron et leurs dérivés – a conduit à l'obscurcissement puissant de la couleur des revêtements des routes, ce qui a attiré la réduction importante de la visibilité [1].

L'emploi des revêtements routiers en couleur apporte, en plus que les avantages de la croissance de la visibilité, une amélioration évidente de la signalisation des directions de marcher, des zones interdites pour la circulation, etc., étant donné que c'est le revêtement de la route qui constitue le fond visible sur le quel se déroule la circulation [1], [2].

Même si les premières études qui se réfèrent à la coloration des mixtures bitumineuses ont été élaborées en Angleterre déja en 1918 [3], [4], l'execution, sur une grande échelle, des revêtements asphaltiques en couleurs se généralise seulement après la deuxième guerre mondiale, en Grande-Bretagne, France, R. F. Allemagne, Italie, U.R.S.S., Japon, États Unis, etc. Ces revêtements sont employés tant sur la partie carrossable des routes que sur les pistes pour les cyclistes et les trottoires [5]...[10].

2. Les moyens de préparation

Les méthodes employées pour la préparation des mixtures bitumineuses colorées sont ceux utilisées couramment pour la préparation des mixtures bitumineuses ordinaires, à savoir : la méthode à chaud et la méthode à froid [8].

Les matériaux employés pour la préparation des mixtures colorées sont : les agrégats mineraux colorés (naturels ou synthétiques), les fillers, les pigments et les liants.

2.1. Les agrégats minéraux

On recommande l'emploi des agrégats (naturels ou synthétiques) qui sont doués d'une couleur autant que possible plus approchée de celle désirée pour la mixture ou de la couleur blanche, pour l'overture de la couleur du liant [3], [5], [6], [8], [11].

Les conditions de qualité sont ceux imposés d'habitude pour les agrégats minéraux de la couche de roulement des routes. La seule condition qui diffère se refère à la grandeur des granules qui est limitée à 8 mm pour qu'il n'en résulte pas une hauteur trop grande de la couche ce qui augmenterait le prix de revient du revêtement [4], [8], [9].

1975 SFP 1 9

40822